Université libanaise
Faculté de Génie-III
Département génie Civil

Projet fin d'étude

Etude sismique et dessins d'exécution d'une structure de deux blocks en béton armé

Supervisé par:
Dr. Mohammad ALLOUCH
Dr. Samer RAAD

1161

الجامعة اللبنانية

Préparé par:
Racha JAMMOUL
Malak CHREIM

Juillet 2012

Remerciement

Nous remercions vivement le Docteur Hassan El Hajj Chehade, chef de département du génie civil.

Nous exprimons également notre gratitude envers Monsieur Mohammad ALLOUCH et Monsieur Samer RAAD, co-encadrant de notre projet, d'avoir accepté la direction de nos travaux entrepris. Nous tenons à les remercier tout particulièrement pour l'excellence de leur accompagnement ainsi que pour la confiance qu'ils nous ont accordée.

Nous sommes de même reconnaissantes pour l'aide active de nos profs universitaires tout au long de ces cinq années pour leur présence lors de chacun des rebondissements qu'ont subis mes travaux, ainsi que nos intégrations au niveau de la recherche.

Nous exprimons nos remerciements chaleureux à tous nos amis et surtout à Hussein Ibrahim pour la considération qu'ils nous ont portée ainsi que les précieux conseils qu'ils nous ont prodigués.

Enfin, nous aimerions remercier énormément nos parents pour leur soutien et leur aide à accomplir notre travail dans de bonnes conditions.

TABLE DE MATIÈRE

Chapitre 1 : Introduction et critère de design

I. Définition du projet 1
II. Description du projet 1
a) information général 1
b) profil en 3D 2
III. Description structurale 3
a) Sous-sol 3
b) Rez de chaussée 4
c) 1er étage 5
d) Etages courants 6
e) Niveaux 7
IV. Logiciels 7
V. Codes utilisés 8
VI. Caractéristiques des matériaux 8
VII. Méthodologie de calcul 8
VIII. Caractéristiques du sol 9

Chapitre 2 : Les charges

I. Charges d'exploitations (live load L.L.) 10
II. Charges permanentes (dead load D.L.) 10
a) Poids propre du plancher 10
b) poids de revêtements 11
c) cloisons (super dead load SDL) 11
III. Charges sismiques 14
IV. Combinaisons de charge 15

Chapitre 3 : Modélisation et analyse sismique

I. Le modèle 16
II. Les paramètres 16
III. Analyse sismique statique selon UBC 97..... 21

a) Calcul du période et de l'effort tranchant à la base "base shear" 21
b) Distribution des forces latérales 23
c) Données d'entrée "input" sur ETABS 23
d) Les résultats "output" de l'ETABS 26
e) La vérification des résultats obtenus 33
IV. Analyse sismique dynamique selon UBC 97 39
a) Données d'entrée sur ETABS 40
b) Vérification des résultats 46
V. Comparaisons des résultats 48

Chapitre 4 : Planchers (poutres et poutrelles)

I. Généralité 49
II. Choix du type de plancher 50
III. Dimensionnement de la dalle à corps creux 52
a) Poutre principale 52
1. Calcul manuel de la charge 52
2. Dimensionnement des poutres par "Concuter" 55
b) Poutres secondaires (nervures) 60
1. Les charges de la nervure 60
2. Le calcul par Concuter 61
IV. Dimensionnement de la dalle pleine "two way solid slab" 64
a) Déflection 65
b) Poinçonnement 67
V. L'acier de la dalle pleine "two way solid slab" 72

Chapitre 5 : Poteaux

I. Généralité 73
II. Pré dimensionnement 73
III. Calcul définitif (à l'aide d'un logiciel) 80
Exemple I 80
Exemple II 92

Chapitre 6 : Murs de contreventement

I. Généralité 109
II. Dimensionnement de murs de contreventement 109
Exemple I 110
Exemple II 122

Chapitre 7 : Fondations et radier général

I. Généralité 130
a) Définition 130
b) Stabilité des fondations 130
II. Calcul manuel 131
III. Epaisseur des fondations du block I..... 135
IV. Ferraillage des fondations du block I 138
V. Dimensionnement du chainage 139
VI. Dimensionnement de la poutre de redressement "strap footing" 141
VII. Radier générale 142
a) Mode de fonctionnement 142
b) Mode d'emploi 142
c) Dimensionnement du radier 143
d) Résultats du logiciel 145

Chapitre 8 : Escaliers

I. Généralité 149
II. Géométrie 149
III. Charges 150
IV. Dimensionnement..... 151
Escaliers formés de 2 parties 151
Escaliers formés de 3 parties 153

Chapitre 9 : Rampe

I. Généralité 154
II. Charges 154
III. Allure générale de la rampe du projet 154
IV. Dimensionnement 155
a) Armature transversales 155
b) Armature longitudinales 156
c) Section 156
d) dimensionnement de la poutre RB1 156

Chapitre 10 : Système de soutènement

I. Généralité 159
II. Description du site 159
III. Vérification de la stabilité 160
a) vérification de la stabilité sans système de soutènement 161
b) Vérification de la stabilité par pieux 161
c) Vérification de la stabilité par pieux et tirants d'ancrages 164
IV. Dimensionnement des pieux 166
V. Poutre de liaisonnement "cap beam" 168
VI. Poutre d'appui "whaler beam" 168

Liste de figures :

Figure 1.1 – Plan mass.....1
Figure 1.2 – Block I (3D)..... 2
Figure 1.3 – Block III (3D) 2
Figure 1.4 – Sous-sol du block I..... 3
Figure 1.5 – Sous-sol du block III..... 3
Figure 1.6 – Rez de chaussée du block I 4
Figure 1.7 – Rez de chaussée du block III..... 4
Figure 1.8 – 1er étage du block I..... 5
Figure 1.9 – 1er étage du block III..... 5
Figure 1.10 – étage courant du block I..... 6
Figure 1.11 – étage courant du block III..... 6
Figure 2.1 – Section du corps creux 10
Figure 2.2 – Section de la nervure..... 11
Figure 2.3 – Poids des cloisons..... 12
Figure 3.1 – ACI 318-08 section 10.10.4.1 19
Figure 3.2 – Répartition des forces latérales..... 23
Figure 3.3.a – Données d'entrées pour l'etabs (EQX) 24
Figure 3.3.b – Données d'entrées pour l'etabs (EQY) 25
Figure 3.4 – Définition de la source de masse 40
Figure 3.5 – « Analysis options » sur ETABS 41
Figure 3.6 – « Dynamic Analysis parameters » sur ETBAS..... 41
Figure 3.7 – Définition de la fonction de spectre de réponse..... 42
Figure 3.8 – Définition des spectres de réponse 43
Figure 3.9 – Définition des spectres de réponse après la correction du « scale factor » 45
Figure 4.1 – Les épaisseurs minimales des dalles « one-way slab » 50
Figure 4.2 – Les épaisseurs minimales des dalles « two-way slab »..... 51
Figure 4.3 – Poutre B15 – Block III 55
Figure 4.4 – La section de la nervure 60
Figure 4.5 – Les résultats de la nervure obtenues par « Concuter »..... 64
Figure 4.6 – La déflexion maximale admissible pour les dalles..... 65
Figure 4.7.a – La déflexion immédiate du block I..... 65
Figure 4.7.b – La déflexion du block I due à SDSLH 66

Figure 4.8.a – La déflexion immédiate du block III 66
Figure 4.8.b – La déflexion du block III due à SDSLH 67
Figure 4.9.a – Le rapport de poinconnement (block I)..... 68
Figure 4.9.b – Le rapport de poinconnement (block III) 68
Figure 4.10.a – La correction du rapport de poinconnement (block I)..... 69
Figure 4.10.b – La correction du rapport de poinconnement (block III) 70
Figure 5.1.a – « Tributary area » des poteaux pour l'étage courante (I)..... 74
Figure 5.1.b – « Tributary area » des poteaux pour l'étage courante (III)..... 74
Figure 5.1.c – « Tributary area » des poteaux pour le rez de chaussée (I) 75
Figure 5.1.d – « Tributary area » des poteaux pour le rez de chaussée (III)..... 75
Figure 5.2 – Le lieu du poteau P39 80
Figure 5.3 –Dimensions du poteau P39..... 81
Figure 5.4 –Types d'acier utilisé pour P39 81
Figure 5.5 –Les charges soutenues par P39 82
Figure 5.6 –La section et l'acier de P39..... 83
Figure 5.7 –N vs M diagram de P39..... 91
Figure 5.8 –Dimensions du poteau P19..... 92
Figure 5.9 –Types d'acier utilisé pour P19 92
Figure 5.10 –Les charges soutenues par P19 93
Figure 5.11 –La section et l'acier de P19..... 94
Figure 5.12 –N vs M diagram de P19 108
Figure 6.1 – Le lieu du refend 1 110
Figure 6.2 –Dimensions du refend 1 110
Figure 6.3 –Types d'acier utilisé pour le refend 1.....112
Figure 6.4 –Les charges soutenues par le refend 1.....113
Figure 6.5 –La section et l'acier du refend 1 113
Figure 6.6 –N vs M diagram du refend 1 121
Figure 6.7 – Le lieu du refend 2 122
Figure 6.8 –Dimensions du refend 2 122
Figure 6.9 –Types d'acier utilisé pour le refend 2.....123
Figure 6.10 –Les charges soutenues par le refend 2.....124
Figure 6.11 –La section et l'acier du refend 2 124
Figure 6.12 –N vs M diagram du refend 2 129
Figure 7.1 – Block I- pression sur le sol.....146
Figure 7.2 – Block III- pression sur le sol.....146

Figure 7.3 – Block I- rapport de poinconnement 147
Figure 7.4 – Block III- rapport de poinconnement 148

Liste de tables :

Table 1.1 – niveaux des étages 7
Table 2.1 – poids des cloissons par mètre linéaire 13
Table 2.2 – Combinaisons des charges 15
Table 3.1 – les facteurs de la zone sismique 16
Table 3.2 – les types de sol 17
Table 3.3 – les facteurs d'importance sismique 17
Table 3.4 – Coefficient de comportement 18
Table 3.5 – Coefficient sismique Ca 18
Table 3.6 – Coefficient sismique Cv 18
Table 3.7 – Paramètres sismiques de notre projet 19
Table 3.8.a – « mass participation ratio » pour le block I 33
Table 3.8.b – « mass participation ratio » pour le block III 34
Table 3.9.a – « story drift » pour la charge statique (block I) 37
Table 3.9.b – « story drift » pour la charge statique (block III) 39
Table 3.10.a – « base shear » avant la correction du scale factor (block I) 43
Table 3.10.b – « base shear » avant la correction du scale factor (block III) 44
Table 3.11.a – « base shear » après la correction du scale factor (block I) 45
Table 3.11.b – « base shear » après la correction du scale factor (block III) 46
Table 3.12.a – « story drift » pour la charge dynamique (block I) 47
Table 3.12.b – « story drift » pour la charge dynamique (block III) 48
Table 3.13 – comparaison des résultats de l'effort tranchant 48
Tableau 4.A – block I-charges des poutres .....
Tableau 4.B – block III-charges des poutres .....
Table 5.1 – la capacité des poteaux 78
Tableau 5.A – block I- étage courante .....
Tableau 5.B – block III- étage courante .....
Tableau 5.C – block I- 1er étage .....
Tableau 5.D – block III- 1er étage .....
Tableau 5.E – block I- Rez de chaussée .....
Tableau 5.F – block III- Rez de chaussée .....
Tableau 7.A – block I- Dimensions des fondations .....
Tableau 7.B – block III- Dimensions des fondations .....

I. Définition du projet :

Notre projet a été axé sur "**l'étude sismique et dessins d'exécution de la structure en béton armé**" de deux complexes résidentiels.

Cette étude commence par le choix d'hypothèses admissibles pour l'étude des éléments de la structure et le dimensionnement des poutres et des poteaux, ensuite la modélisation des bâtiments à l'aide du logiciel ETABS.

Après validation des résultats, nous nous sommes intéressés au dimensionnement des autres éléments de la structure tel que "voiles, radier, vérification des poutres et des poteaux ...".

II. Description du projet :

a) information général :

Notre projet se situe à "DAHIYEH". Il s'agit de deux blocks résidentiels formés chacun de 3 bâtiments.

Ces blocks sont décomposés de la manière suivante :

- sous-sol : dalle pleine d'épaisseur 90 cm.
- rez de chaussée : dalle pleine d'épaisseur 25 cm
- 6 étages courants: dalle à corps creux d'épaisseur 25 cm (18cm+7cm)

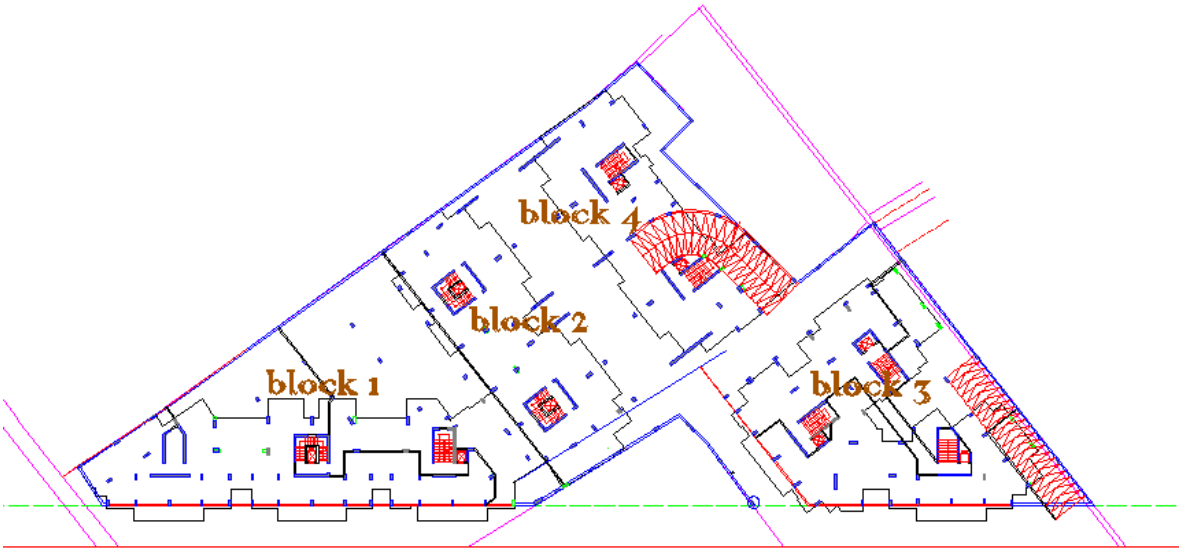


Figure 1.1:PLAN MASSE

b) Profile en 3D :

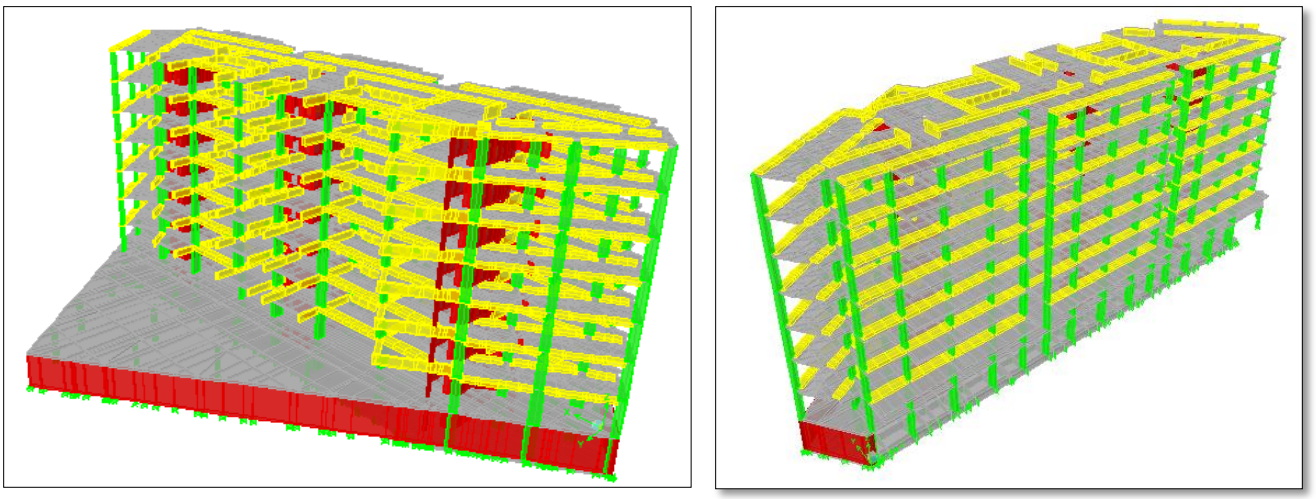


Figure 1.2: Block I

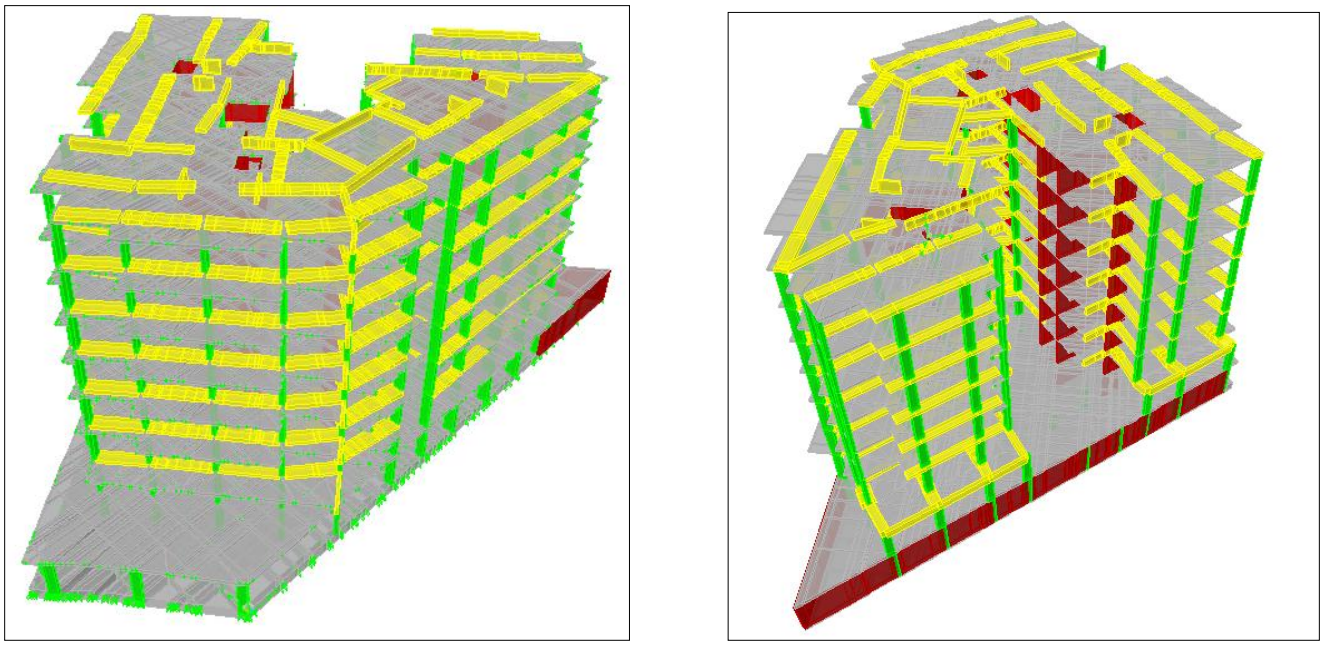


Figure 1.3. Block III

III. Description architecturale :

a) **Sous-sol**:

Le sous-sol de ces 2 blocks est utilisé comme garage de stationnement. Sa surface est de **1030 m²** pour **Block I,** et **880 m²** pour **block III.**

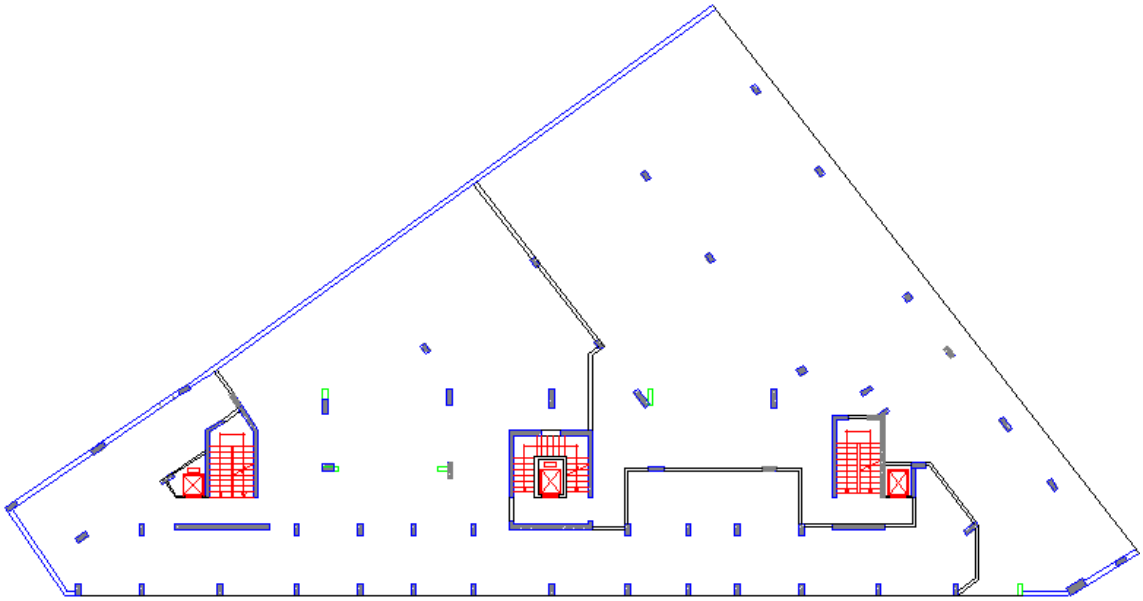


Figure 1.4: Sous-sol du Block I

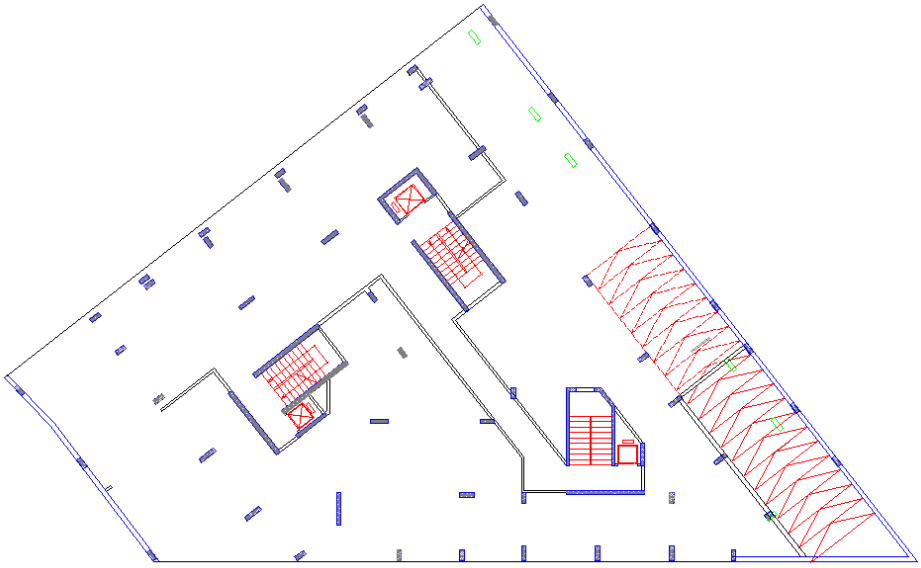


Figure 1.5: Sous-sol du Block III

b) **Rez de chaussée**:

Le " Rez de chaussée " est aussi utilisé comme garage pour les voitures. Sa dalle est pleine et d'épaisseur 25 cm. Sa surface est de **1030 m²** pour **Block I,** et **780 m²** pour **block III.** C'est un étage technique pour les deux blocks.

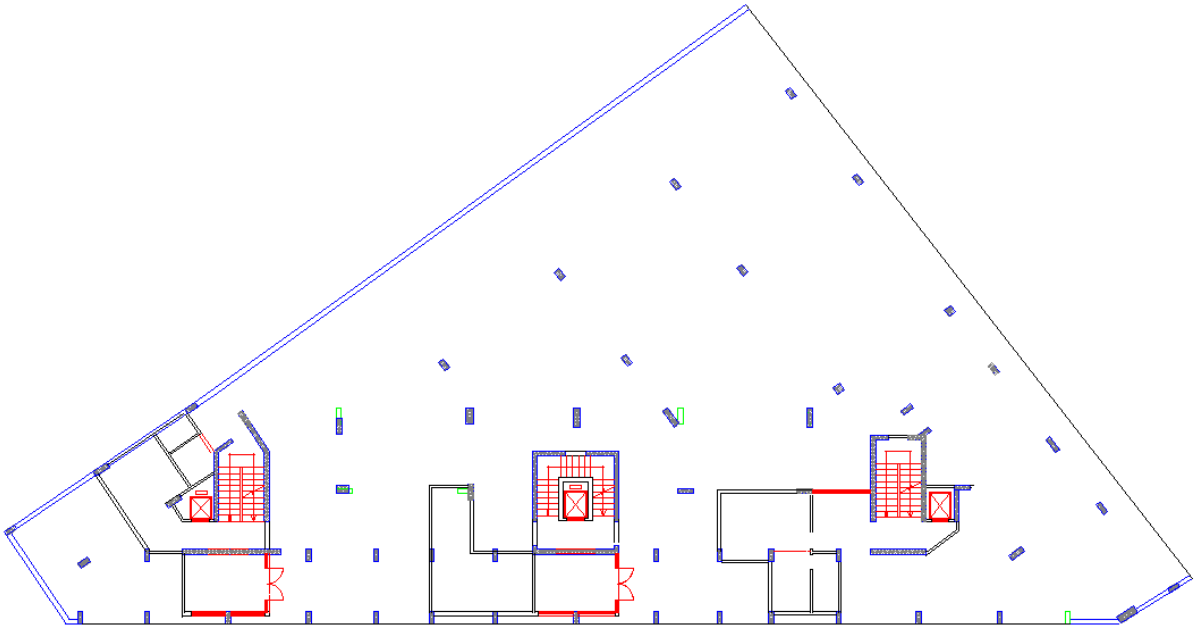


Figure 1.6: rez de chaussée du Block I

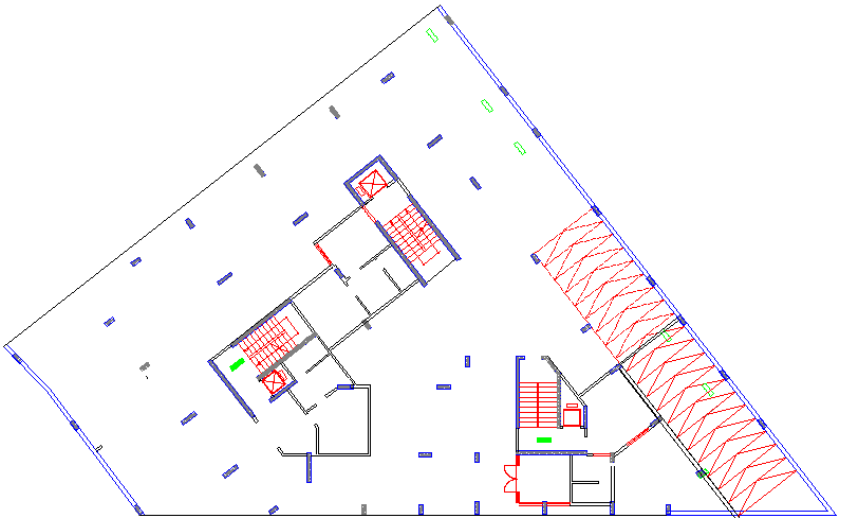


Figure 1.7: rez de chaussée du Block III

c) **1er étage:**

Le premier étage comprend six appartements résidentiels dans chaque block. Sa surface totale est de **655 m²** pour **Block I** et **635 m²** pour **Block III.** Il diffère de l'étage courant par la surface des balcons (voir figure ci-dessous)

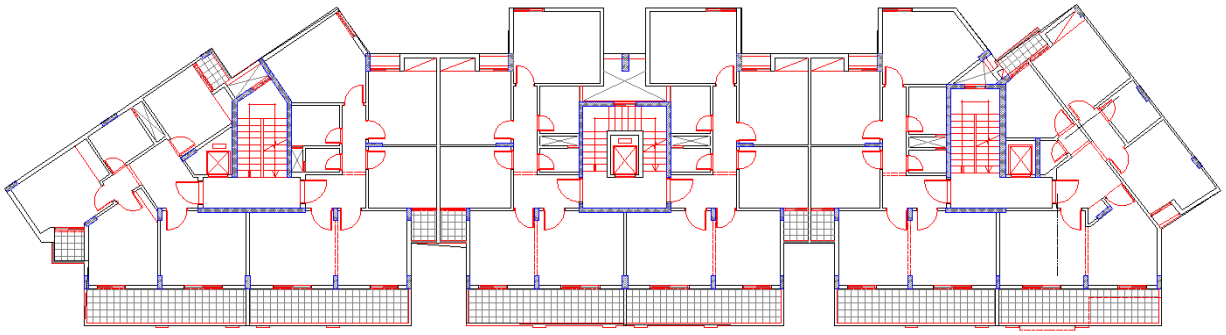


Figure 1.8: 1er étage -Block I

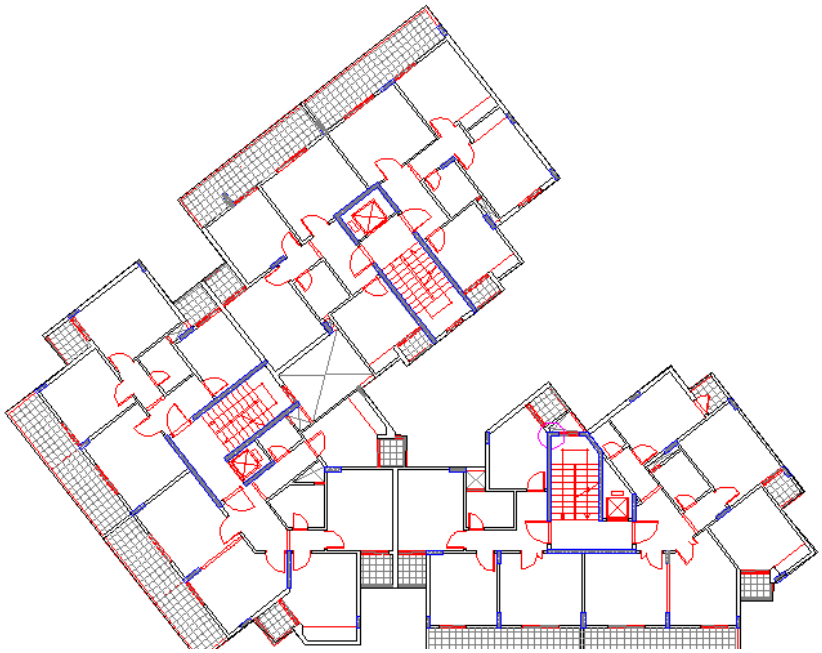


Figure 1.9: 1er étage -Block III

d) <u>Etages courants</u>:

Les étages courants sont formés de six appartements résidentiels. Chaque étage a une surface de **635 m²** pour **Block I** et **605 m²** pour **Block III**.

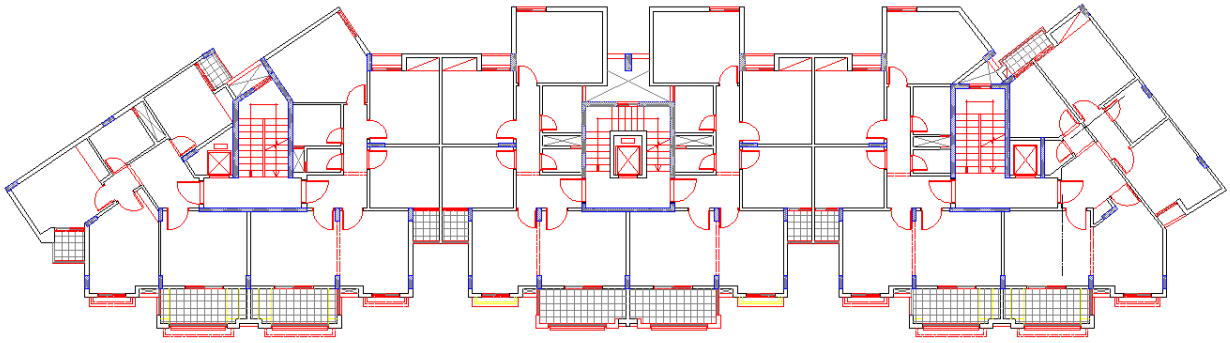


Figure 1.10: étage courante- Block I

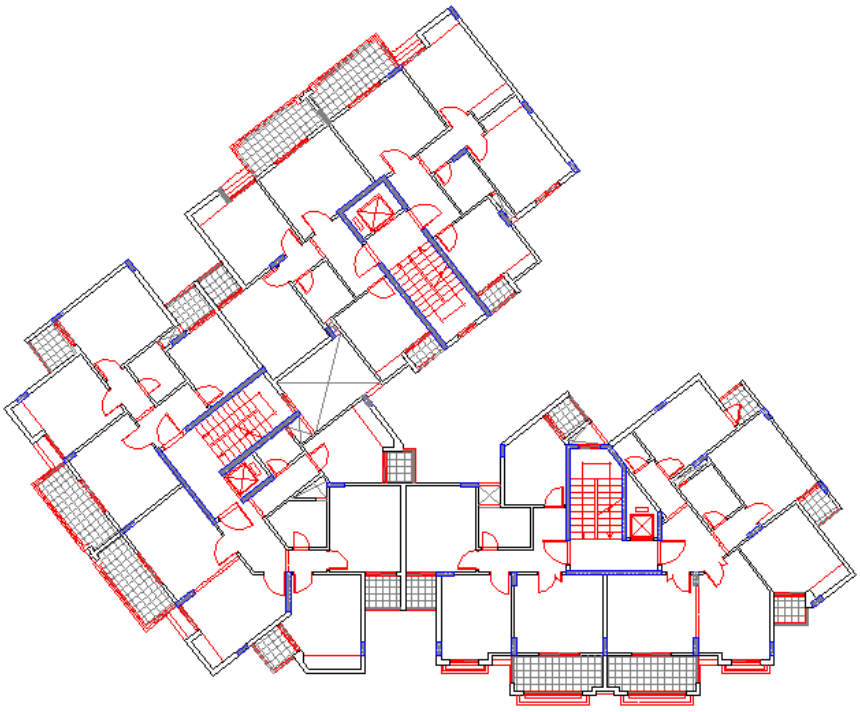


Figure 1.21: étage courante- Block III

e) **Niveau** :

En considérant que la face supérieure du radier général est la référence d'élévation (niveau 0), les niveaux **en mètre (m)** sont mentionnés dans le tableau suivant:

	Block I,III	
	Hauteur	Niveau
Sous -sol	3.25	-3.25
Rez de chaussée	3.25	0
1er étage	3.25	3.25
2eme étage	3.25	6.5
3eme étage	3.25	9.75
4eme étage	3.25	13
5eme étage	3.25	16.25
6eme étage	3.25	19.5
Roof	-	22.75

table1.1: niveaux des étages

IV. Logiciels:

- **"Concuter"**: Utiliser pour le design des poutres en béton armée, en prenant en considération l'enveloppe des moments fléchissant exercés sur cette poutre.

- **"Etabs 9.5.0" :** Le but essentiel de ce logiciel est de représenter la structure en un model de 3 dimensions (3D) afin d'étudier la réponse de la structure sous l'action des forces sismiques statiques et dynamiques, et examiner la période, l'effort tranchant à la base, les déplacements et les réactions du bâtiment.

- **"Safe 12.3.1":** après avoir importé les stresses produites sur chaque étage du modèle "Etabs", le logiciel "**SAFE**" est utilisé pour le dimensionnement de la dalle pleine en béton armée et du radier générale, dans le but d'obtenir des planchers stables.

- **"S-concrete 7.02"**: Utiliser pour le dimensionnement des poteaux et des murs de contreventement.

- **"Plaxis":** Utiliser pour examiner la stabilité des pentes de l'excavation, assurer l'intérêt de faire des murs de soutènement (avec ou sans ancrages) et déterminer la position des ancrages à ajouter au mur de soutènement en examinant le déplacement maximal du mur.

V. Les codes utilisés:

- "**ACI 318-05**" : utiliser pour examiner la capacité des dalles, poutres, poteaux, murs de contreventement et radier général sous l'action des charges appliquées.
- "**UBC 97**" : utiliser pour le calcul sismique.

VI. Caractéristiques des matériaux:

→ Poids volumique:

- béton armée : 2.5 t/m^3

→ Contrainte du béton :

- poteaux : f'_c= 25 MPa
- dalle pleine et radier général : f'_c= 25 MPa
- murs de contreventement : f'_c= 30 MPa

→ Capacité portante du sol : 250 KN/m^2

→ Contrainte d'élasticité de l'acier : f_y=400 KN/m^2

f_{ys}=220 KN/m^2

→ Module d'élasticité longitudinal : $E= 15113\sqrt{f'_c} = 2389575\ t/m^2$

VII. Méthodologie de calcul :

L'étude et le dimensionnement établit dans ce projet comprend plusieurs éléments structuraux verticaux et horizontaux, étudiés suivant la méthode des éléments finis pour évaluer et examiner ces éléments dans le but de déterminer le comportement et la performance de ces 2 structures en béton armée sous

l'action des charges verticaux provenant des poids du bâtiment et des charges sismiques horizontaux.

Les éléments structuraux étudiés sont les suivants:

- dalle pleine en béton armée d'épaisseur 25cm
- dalle à corps creux d'épaisseur 25cm (18cm+7cm)
- poteaux, poutres
- murs de contreventement
- rampe et escalier
- fondations (radier général)

Les étapes suivies dans le dimensionnement de la structure sont les suivantes:

1) L'étude des plans architecturaux du projet pour le tracé des poutres et des poteaux.
2) Estimation de la charge verticale des cloisons. Dans ce projet, **la détermination de la partition sera calculée manuellement** pour plus de précision et pour des raisons de sécurité.
3) Pré dimensionnement des poteaux et des poutres, et vérification de ces derniers par le logiciel" **Concuter**".
4) Utilisation du logiciel " **Etabs**" pour l'examination de éléments sous l'action des charges verticaux et sismiques horizontaux.
5) Utilisation du logiciel "**Safe et S-concrete**" pour la vérification des éléments verticaux et du radier général.
6) Utilisation du logiciel "**Plaxis**" pour le calcul du système de soutènement.

VIII. Caractéristiques du sol :

- type du sol : sable argileux (Clayey Sand)
- poids spécifique : γ=1.7 t/m^3
- cohésion du sol : c=25 KN/m^2
- coefficient du frottement : $\emptyset$ =29^o
- capacité portante du sol: 250 KN/m^2

I. Charges d'exploitation (live load LL) :

- Sous-sol et rez de chaussée : LL=1000 daN/m^2
- balcons : LL=400 daN /m^2
- autres surfaces : LL=200 daN /m^2

II. Charges permanentes (dead load DL) :

Les charges permanentes (notées **G** dans la règlementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de manière définitive sur le plancher considéré.

Les principales sont:

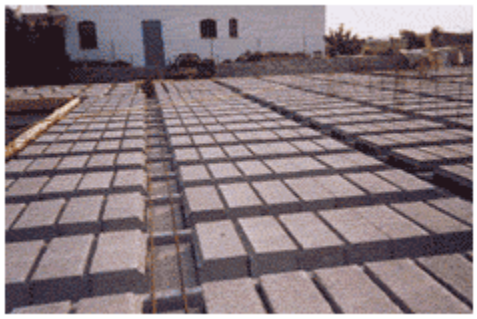
- le poids mort du plancher
- le poids des cloisons et murs prenant appuis sur le plancher,
- Les chauffages par le sol,
- Les revêtements de sol,
- protection lourdes de toiture terrasse,
- etc...

a) **poids propre du plancher :**

- **dalle pleine** en béton armée d'épaisseur h=25 cm :
  Poids /m^2 = $\gamma_{concrete}$ * h = 2.5 * 0.25 = **0.625 t/m^2**

- **dalle nervurée** d'épaisseur h=25 cm contenant 5 corps creux par m^2 ayant les propriétés illustrées dans le tableau ci -dessous:

Hauteur h (cm)	12	14	18	20	22	24
Poids (kgf)	10	12	14	15	16	17



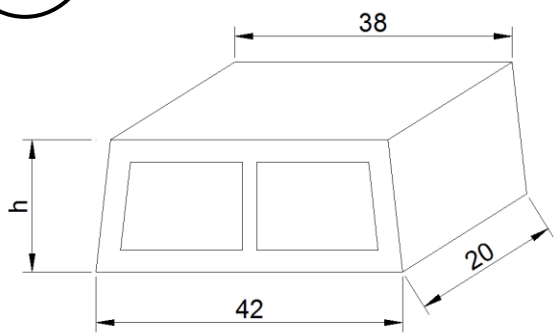


Figure 2.1: section du corps creux

Poids = (0.25 - 5*0.18*0.2*0.4) *2500 +5*14 = **515 daN /m²**

- **nervure** de section suivante :

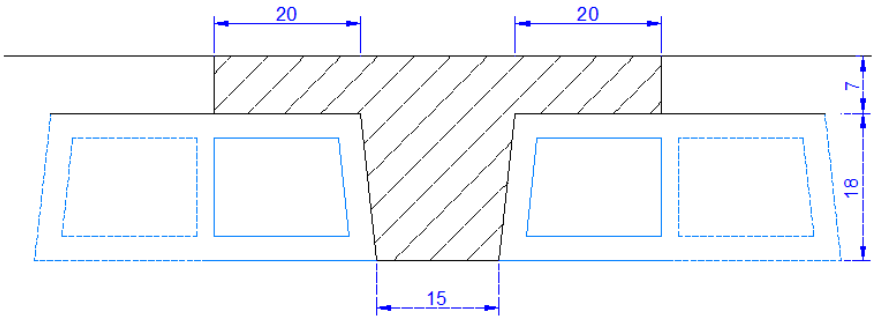


Figure2.2: section de la nervure

Poids propre= (0.55*0.25 - 0.4*0.18)*2500 +5*18 = **234 daN /m²**

b) **poids de revêtement (super dead load SDL)**: **200 daN/m²**

c) **Cloisons (super dead load SDL)**:

Il est fréquent que la plupart des ingénieurs aient recours à prendre la charge des cloisons **250 daN /m²** comme hypothèse pour effectuer leur dimensionnement.

Dans ce qui suit on va démontrer que dans la majorité des cas cette valeur est très sous estimée.

- **Principe de calcul :**

Le graphe ci-dessous représente le poids des cloisons en blocs agglomérés creux en fonction de leur hauteur, y compris:

- enduit sur les 2 faces (3cm)
- mortier de joint (1.5cm)

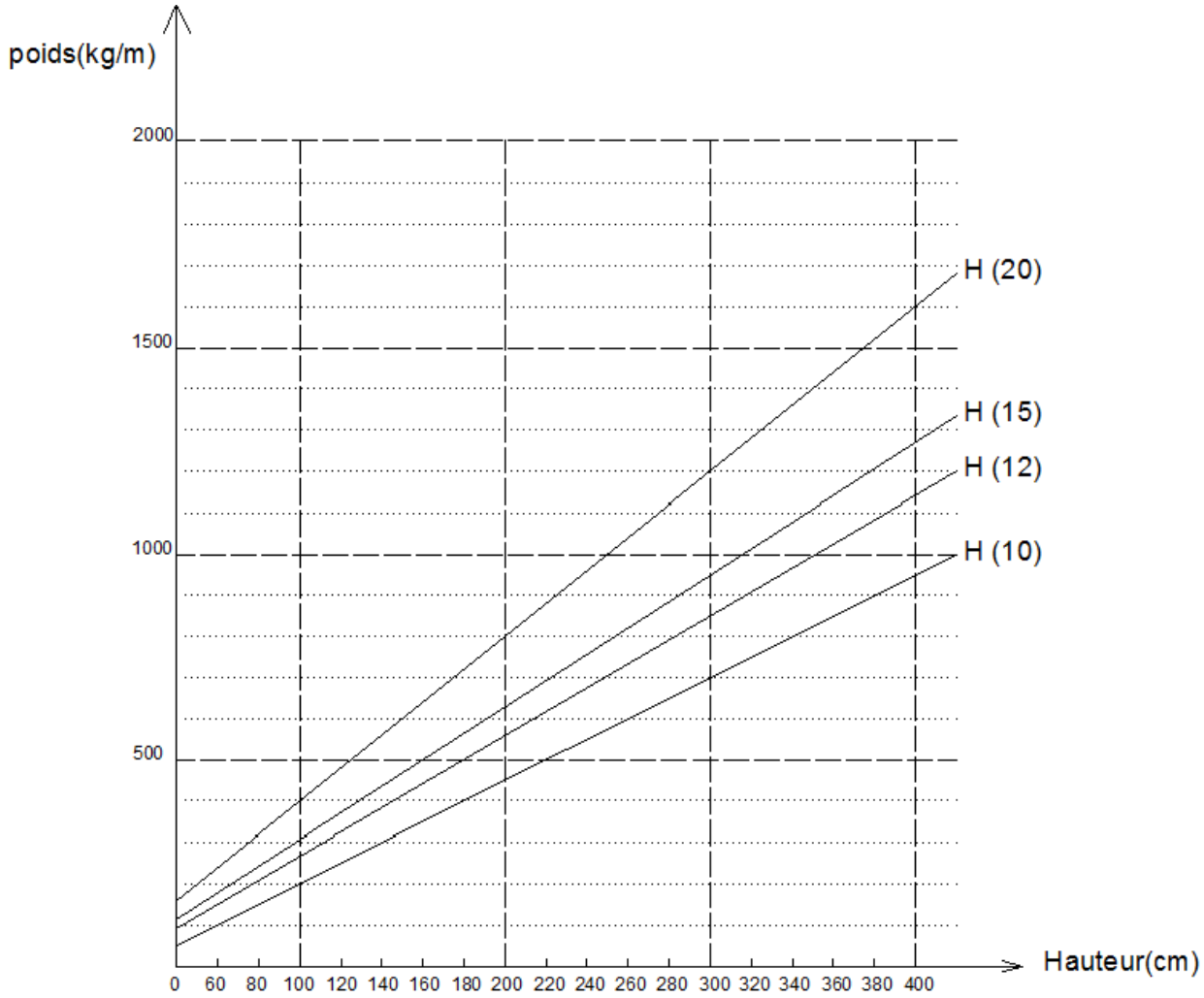


figure 2.3: poids des cloisons

Pour une hauteur de 300 cm pour chaque étage, les cloisons utilisées dans les 2 blocks sont les suivantes:

- **C(20)**
- **C(15)**
- **C(12)**

Il y a d'autres éléments de hauteurs variables (moins que 300 cm) :

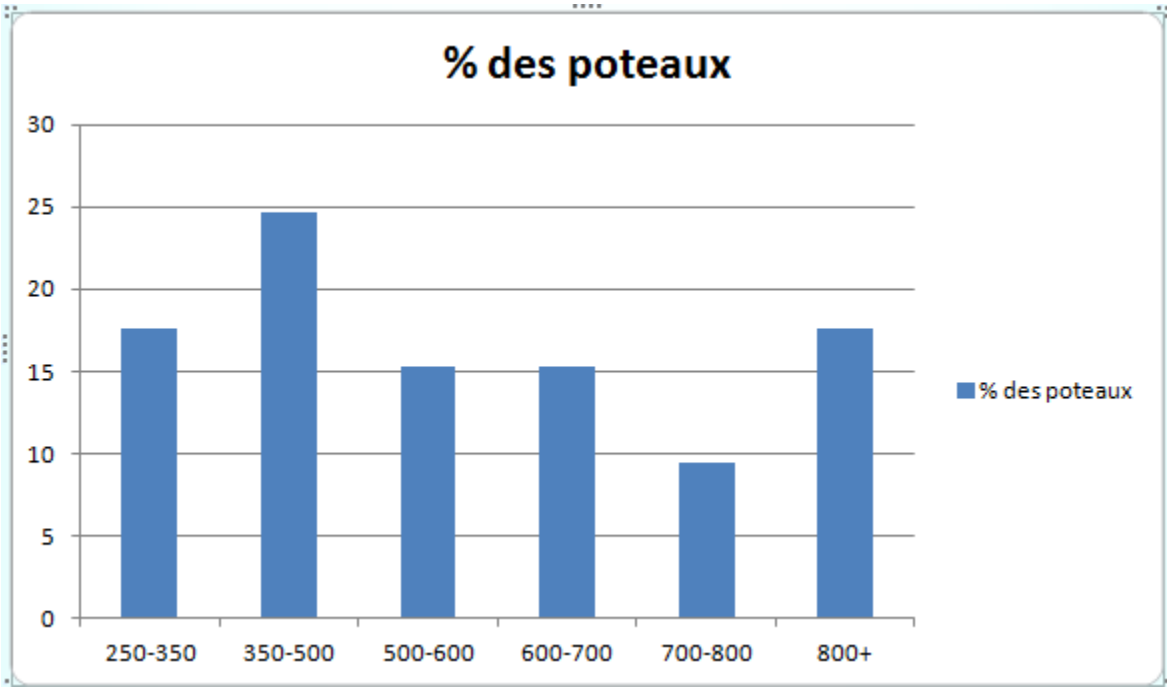
- balcon avec 4 block de C(12) (hauteur= 80cm) **"B C12"**
- balcon avec 3 block de C(20) (hauteur= 60cm) **"B C20(3)"**
- balcon avec 5 block de C(20) (hauteur= 100cm) **"B C20(5)"**
- parapet avec 3 block de C(20) (hauteur= 60cm) **"P C20"**

Les charges (/mètre linéaire) prises pour le calcul des poutres et des poteaux sont représentées dans le tableau suivant :

	Poteau	Poutre
C (20)	1200 daN/m	1000 daN /m
C(15)	950 daN /m	900 daN /m
C (12)	850 daN /m	800 daN /m
B C12	200 daN /m	200 daN /m
B C20(3)	250 daN /m	200 daN /m
B C20(5)	400 daN /m	300 daN /m
P C20	250 daN /m	250 daN /m

Table 2.1: poids des cloisons par mètre linéaire

Après avoir calculé les charges auxquelles les poteaux sont soumis (détaillées dans le chapitre 5) on constate que la plupart des poteaux supporte une charge due à la cloison supérieure à 250 daN/m^2 malgré que la plupart des bâtiments se calculent de cette façon, les résultats obtenus sont présentés dans l'histogramme suivant, cet histogramme est obtenu suite à l'étude de 85 poteaux :



III. Charges sismiques :

- **Les forces statiques**:

  Selon l'UBC97, l'analyse statique est accomplie en remplaçant les forces réelles dynamiques par un système de forces statiques fictives, selon les caractéristiques du site et du sol ci-dessous:

→ **EQX:** X±Eccen Y ; Excentricité=5%

→ **EQY:** Y±Eccen X ; Excentricité=5%

- **Les forces dynamiques**:

L'analyse dynamique de la structure permet de produire des conceptions structurelles plus précises et cela en utilisant les forces suivantes:

→ **SPEC X**

→ **SPEC Y**

La définition de ces charges dépend de plusieurs paramètres, tel que la zone sismique, le type du sol, … Ces charges et ces paramètres sont plus détaillées en **chapitre 3**.

IV. Combinaisons de charge :

Dans le but de faire le dimensionnement des murs de contreventement, des poteaux et des dalles, et en se basant sur les renseignements du code **UBC 97**, les combinaisons à prendre en considération sont présentées dans le tableau ci-dessous.

On note que les coefficients de l'état ultime sont prises égales à :

- 1.2 (la charge permanente) et 1.6 (la charge d'exploitation) pour la modélisation et l'utilisation des logiciels.
- 1.4 (charge permanente) et 1.7 (charge d'exploitation) pour le dimensionnement manuel des éléments structuraux.

Combinaisons ultime	Combinaisons service
1.4*D	D
1.2*D+1.6*L	D+L
1.32*D+0.55*L+1.1*EXA -1.1*EXA +1.1*EXB -1.1*EXB	D+L+EXA/1.4 -EXA/1.4 +EXB/1.4 +EXB/1.4
1.32*D+0.55*L+1.1*EYA -1.1*EYA +1.1*EYB -1.1*EYB	D+L+EYA/1.4 -EYA/1.4 +EYB/1.4 -EYB/1.4
D+1.1*EXA -1.1*EXA +1.1*EXB -1.1*EXB	0.9*D+EXA/1.4 -EXA/1.4 +EXB/1.4 -EXB/1.4
+1.1*EYA -1.1*EYA +1.1*EYB -1.1*EYB	0.9*D+EYA/1.4 -EYA/1.4 +EYB1.4 -EYB1.4
Avec : EXA=EX+0.3*EY	
EXB=EX-0.3*EY	
EYA=EY+0.3*EX	
EYB=EY+0.3*EX	

Table 2.2: combinaisons de charge

I. Le modèle:

Le modèle de calcul et l'analyse sismique de notre projet s'est faite en plusieurs étapes que l'on détaillera dans cette partie.
Le but de notre étude sismique était de parvenir à un dimensionnement de bâtiment qui vérifie les règlements de l'**UBC97** afin de maintenir la sécurité publique, protéger les bâtiments contre les défaillances structurales principales et de limiter les dégâts.
L'analyse sismique d'un bâtiment se divise, selon UBC97, en deux parties : **étude statique** (méthode équivalente statique) et **étude dynamique**. Dans ce qui suit, on verra l'utilisation et la limitation de chacune.
Nous allons donc mentionné comment nous avons élaboré le modèle sismique du bâtiment et ensuite nous allons vérifier les résultats selon les règlements d'**UBC97**.
Pour accomplir notre but, nous avons utilisé le logiciel **ETABS** qui permet de réaliser une analyse sismique (statique et dynamique) conformément à l'**UBC97**.
Parmi les données qu'on a besoin d'entrer en ETABS, les chargements sur les planchers, pour cela, on a crée deux modèles sur ETABS, selon la valeur de SDL prise en considération :

a. SDL obtenue par le calcul mentionné en chapitre II. **(CAS I)** (cloison varie de 250 daN/m^2 à 900 daN/m^2)
b. SDL= 450daN/m^2 **(CAS II)** (Cloison = 250 daN/m^2)

II. Les paramètres :

Les procédures et les limitations de la conception des structures doivent être déterminées en tenant compte de plusieurs paramètres : (selon UBC97)

- **La zone sismique** :

Zone	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Table 3.1 : les facteurs de la zone sismique

Les valeurs de ce tableau reflètent l'accélération efficace maximale du sol en fonction de la gravité g.

Notre projet se situe à beyrouth, la zone sismique est **2B → Z= 0.2g**

- **Types de sol** :

Profil de sol	Description	Test de pénétration
S_A	Roche dur	……
S_B	Roche	
S_C	Sol très dense	>50
S_D	Sol dur	15 à 50
S_E	Sol dur	<15

Table 3.2 : les types du sol

Notre projet se situe à « DAHYE », selon le rapport géotechnique, le sol est dur donc le type de sol est **S_D.**

- **Les catégories de l'occupation** : « facteur d'importance sismique »

Catégories de l'occupation	facteur d'importance sismique
Essentiel [1]	1.25
Spécial [2]	1
Ordinaire[3]	1

Table 3.3 : les facteurs d'importance sismique

[1] : essentiel : les structures que nous avons besoin de les laisser actives après un tremblement de terre (hôpital, station de police…..)

[2] : spécial : écoles.

[3] : ordinaire : tous les autres bâtiments.

Notre projet est un bâtiment résidentiel ordinaire, d'où **I = 1.**

- **Coefficient de comportement** : R

  Ce facteur dépend du système de contreventement résistant au séisme

Système de contreventement	R
Voile	5.5
Portique	8.5
Mixte[1]	6.5

Table 3.4 : coefficient de comportement

[1] : le système de contreventement est formé de voiles et portiques, pour assurer ce type de contreventement, il faut que les poteaux résistent plus que 25% de l'effort tranchant à la base du bâtiment.

Notre système de contreventement est composé de voiles d'où **R = 5.5**.

- **Coefficients sismiques C_a et C_V:**

Ces coefficients dépendent de la zone sismique et du type de sol.

Type de sol	Facteur de zone sismique				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32Na
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4Na
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.4Na
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44Na
S_E	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36Na

Table 3.5 : coefficient sismique C_a

Type de sol	Facteur de zone sismique				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32Na
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4Na
S_C	0.09	0.25	0.32	0.45	0.56Na
S_D	0.13	0.32	0.4	0.54	0.64Na
S_E	0.18	0.5	0.64	0.84	0.96Na

Table 3.6 : coefficient sismique C_V

Dans notre projet, type de sol est S_D et Z=0.2 , d'où $\begin{cases} C_a = 0.28 \\ C_V = 0.4 \end{cases}$

Donc , les paramètres du calcul sismique de notre projet sont :

Z	Type de sol	I	R	Ca	C_V
0.2	S_D	1	5.5	0.28	0.4

Table 3.7 : paramètres sismiques de notre projet

- **Les multiplicateurs « modifiers »**:

10.10.4.1 — It shall be permitted to use the following properties for the members in the structure:

(a) Modulus of elasticity..... E_c from 8.5.1
(b) Moments of inertia, I
Compression members:
Columns ..... $0.70I_g$
Walls—Uncracked ..... $0.70I_g$
—Cracked..... $0.35I_g$
Flexural members:
Beams ..... $0.35I_g$
Flat plates and flat slabs..... $0.25I_g$
(c) Area..... $1.0A_g$

Figure 3.1: ACI 318-08 section 10.10.4.1

- **Dalle :**
  - Membrane f11 modifier : **1**
  - Membrane f22 modifier : **1**
  - Membrane f12 modifier : **1**
  - Bending m11 modifier : **0.25**
  - Bending m22 modifier : **0.25**
  - Bending m12 modifier : **0.25**
  - Shear v13 modifier : **1**
  - Shear v23 modifier : **1**
  - Mass modifier : **1**
  - Weight modifier : **1**

- **Murs en béton armée :**
  - Membrane f11 modifier : **1**
  - Membrane f22 modifier : **0.7**
  - Membrane f12 modifier : **1**
  - Bending m11 modifier : **1**
  - Bending m22 modifier : **1**
  - Bending m12 modifier : **1**
  - Shear v13 modifier : **1**
  - Shear v23 modifier : **1**
  - Mass modifier : **1**
  - Weight modifier : **1**

- **Poutres :**
  - Cross section (axial) Area : **1**
  - Shear Area in 2 direction : **1**
  - Shear Area in 3 direction : **1**
  - Torsional constant : **0.01**
  - Moment of inertia about 2 axis : **0.35**
  - Moment of inertia about 3 axis : **0.35**
  - Mass : **1**
  - Weight : **1**

- **Poteaux :**
  - Cross section (axial) Area : **1**
  - Shear Area in 2 direction : **1**
  - Shear Area in 3 direction : **1**
  - Torsional constant : **0.01**
  - Moment of inertia about 2 axis : **0.7**
  - Moment of inertia about 3 axis : **0.7**
  - Mass : **1**
  - Weight : **1**

III. Analyse sismique statique selon UBC 97 :

L'analyse statique est accomplie, selon UBC97, par la méthode statique équivalente où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure lors d'un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales des axes principaux du plan horizontal de la structure.

Condition d'application :

- Toutes les structures, régulières ou irrégulières, dans la zone sismique 1 et dans les catégories IV et V d'occupation dans la zone sismique 2.
- Structures régulières au-dessous de 73 mètre de hauteur.
- Structures irrégulières n'ayant pas plus que cinq étages ou 20 m de hauteur.
- Les structures ayant une partie supérieure flexible soutenue par une partie inférieure rigide où les deux parties de la structure considérée séparément peuvent être classifiées en tant qu'étant régulières, la rigidité moyenne d'étage inférieure est au moins 10 fois celle de la partie supérieure, la période de la structure n'est pas plus grande que 1.1 la période de la partie supérieure considérée comme une structure séparée à base fixe.

a) **Calcul du période et de l'effort tranchant à la base « base shear »:**

➢ Le calcul du période : UBC97 fournit deux méthodes, le passage par ces deux méthodes est obligatoire pour obtenir la période T appropriée:

Méthode A : $T_A = C_t . (h_n)^{3/4}$

Avec : - h_n : la hauteur du bâtiment soumise au séisme (en mètre)

- C_t = 0.0731 (0.03 ft) : contreventement par portique.
  0.0488 (0.02 ft) : contreventement par voile.
  0.0853 (0.053 ft) : contreventement par système d'acier.

Les deux bâtiments qu'on a étudiés sont de 24 m de hauteur

D'où $\mathbf{T_A = 0.0488 * (24)^{3/4} = 0.529}$ **second**

Méthode B : $T_B = 2\pi.((\Sigma wi\delta i2) \div (g\Sigma fi\delta i))^{1/2}$

La période dans cette méthode est calculée par l'intervention du logiciel ETABS.

- ✓ Limitation : La valeur de T_B ne doit pas surpasser la valeur de T_A de :
- 30 % pour la zone sismique 4.
- 40 % pour les zones sismiques 1, 2, 3.

➢ « Base shear » est l'effort tranchant à la base ou la force latérale totale pour laquelle un bâtiment dans une zone sismique doit être dimensionné. Cet effort tranchant doit être déterminé dans une direction donnée, selon UBC97, à partir de l'équation suivante:

$$Vmin = 0.11\ Ca.I.W \quad \leq \quad V = Cv.\frac{I.W}{R.T} \quad \leq \quad Vmax = 2.5\ Ca.I.\frac{W}{R}$$

Avec :

-R : coefficient de comportement

-T : période fondamentale

-W : la masse du bâtiment =charge permanente+25% (charge d'exploitation>500 daN/m^2)

-I : facteur d'importance sismique

- C_a, C_V : coefficients sismiques

V_{min} =0.11*0.28*1*W=0.0308W V_{max} =2.5*0.28*1*W/5.5 = 0.1273W

V= 0.4*1*W/5.5*T= 0.0727*W/T

Tel que : T =min (1.4*T_A , T_B)

Ce « base shear » diffère selon la direction du séisme (EQX ou EQY).

b) **Distribution des forces latérales** :

Conformément à l'article 1630.5 de l'UBC97, la force totale est répartie sur toute la hauteur de la structure selon la formule générale:

$$V=F_t+\sum_{i=1}^{n} Fi$$

Tel que :

F_t : la force concentrée en tête du bâtiment, elle est donnée par les relations suivantes : $F_t=0$ ……..……si T<0.7s

$F_t=0.07.T.V<0.25V$ ……..si T>0.7s

Le reste de l'effort tranchant à la base se distribue sur chaque niveau en fonction de la masse et la hauteur du niveau.

La force latérale au niveau x est donnée par la formule suivante :

$$F_x=\frac{(v-Ft).Wx.hx}{\sum_{i=1}^{n} Wihi}$$

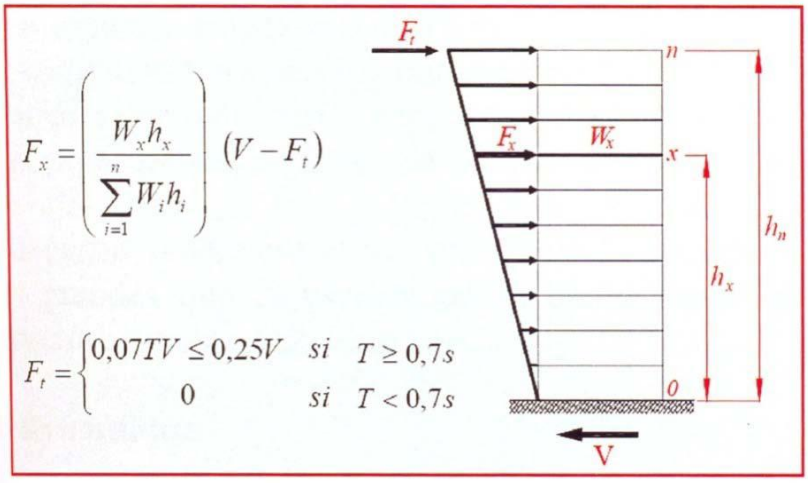


Figure 3.2 : répartition des forces latérales

c) **Données d'entrée « input » sur ETABS :**

Les données d'entrée sur ETABS pour l'analyse statique, sont présentées dans les deux fenêtres ci-dessous, ces données sont les mêmes pour les deux bâtiments car ces bâtiments se trouvent dans le même sol et ont la même hauteur.

- <u>EQX1 : (de même pour EQX2 mais « X Dir – Eccen Y »)</u>

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No
Period Calculation: Program Calculated
Ct = 0.02 (in feet units)

Top Story: 6
Bottom Story: BASE

R = 5.5
I = 1
hn = 24.000 (Building Height)
Soil Profile Type = SD
Z = 0.2
Ca = 0.2800
Cv = 0.4000

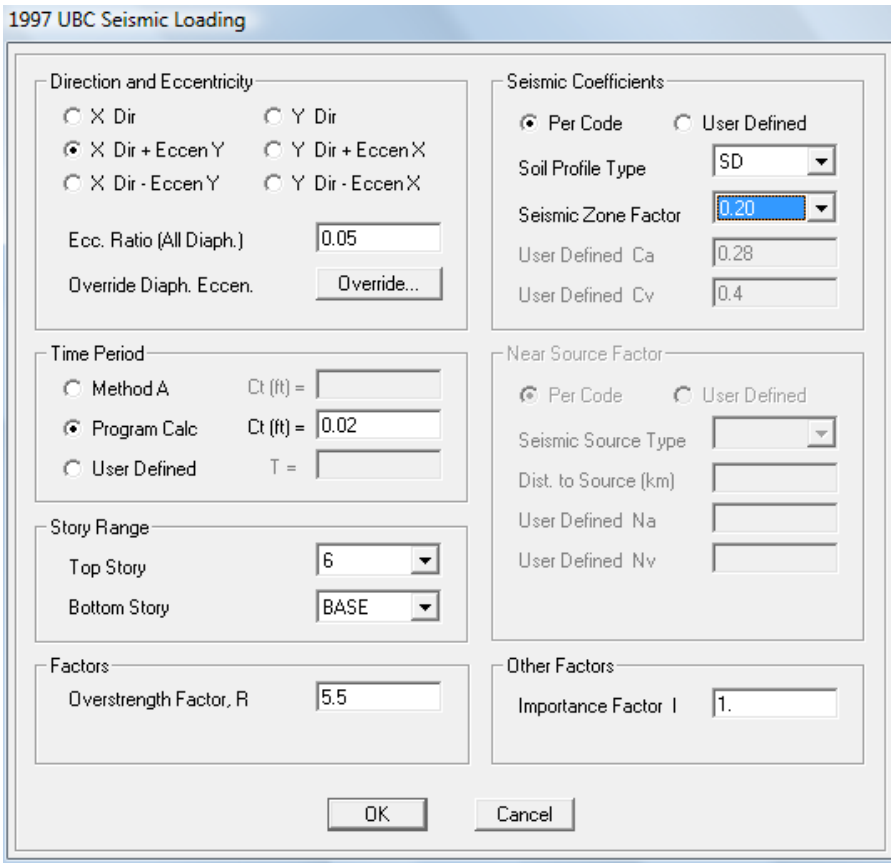


Figure 3.3.a : données d'entrée pour l'ETABS (EQX)

- <u>EQY1 : (de même pour EQY2 mais « Y Dir – Eccen X »)</u>

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: Y + EccX
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No
Period Calculation: Program Calculated
Ct = 0.02 (in feet units)
Top Story: 6
Bottom Story: BASE
R = 5.5
I = 1
hn = 24.000 (Building Height)
Soil Profile Type = SD
Z = 0.2
Ca = 0.2800
Cv = 0.4000

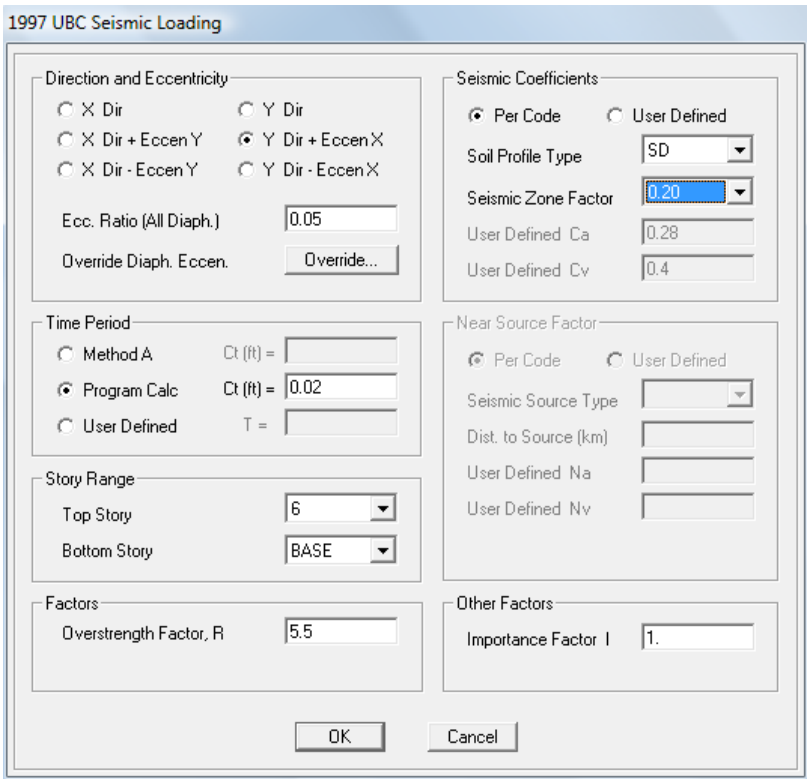


Figure 3.3.b : données d'entrée pour l'ETABS (EQY)

d. **Les résultats « output » de l'ETABS :**

Ces résultats se divisent en deux parties, selon le «SDL» utilisé :

➢ **SDL (CAS I) :**

a) Pour le block I :

A U T O S E I S M I C U B C 9 7

• Case: EQX:

i. AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.7401 sec
W Used = 8062.11

V (Eqn 1) = 0.0983W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.0983W = 792.21
Ft Used = 41.04

ii. AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
6	198.32	0.00	0.00	0.000	0.000	-147.489
5	146.68	0.00	0.00	0.000	0.000	-109.085
4	125.73	0.00	0.00	0.000	0.000	-93.502
3	104.79	0.00	0.00	0.000	0.000	-77.933
2	83.88	0.00	0.00	0.000	0.000	-62.382
1	63.06	0.00	0.00	0.000	0.000	-46.894
GF	41.98	0.00	0.00	0.000	0.000	-31.049
BASEMENT	27.76	0.00	0.00	0.000	0.000	-42.550

- Case: EQY

i.AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.7401 sec
W Used = 8062.11

V (Eqn 1) = 0.0983W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.0983W = 792.21
Ft Used = 41.04

ii.AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
6	0.00	198.32	0.00	0.000	0.000	556.154
5	0.00	146.68	0.00	0.000	0.000	411.340
4	0.00	125.73	0.00	0.000	0.000	352.577
3	0.00	104.79	0.00	0.000	0.000	293.870
2	0.00	83.88	0.00	0.000	0.000	235.231
1	0.00	63.06	0.00	0.000	0.000	176.827
GF	0.00	41.98	0.00	0.000	0.000	117.714
BASEMENT	0.00	27.76	0.00	0.000	0.000	82.123

Units: Ton-m

b) Pour le block III :

A U T O S E I S M I C U B C 9 7

- Case: EQX:

i. AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.5867 sec
W Used = 9394.60

V (Eqn 1) = 0.1240W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.1240W = 1164.48
Ft Used = 0.00

ii. AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
6	223.30	0.00	0.00	0.000	0.000	-350.480
5	231.96	0.00	0.00	0.000	0.000	-365.965
4	198.86	0.00	0.00	0.000	0.000	-313.735
3	165.74	0.00	0.00	0.000	0.000	-261.488
2	132.83	0.00	0.00	0.000	0.000	-209.548
1	99.74	0.00	0.00	0.000	0.000	-157.344
GF	70.02	0.00	0.00	0.000	0.000	-116.495
BASMENET	42.03	0.00	0.00	0.000	0.000	-66.387

- Case: EQY

i.AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.3501 sec
W Used = 9394.60

V (Eqn 1) = 0.2077W

V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.1273W = 1195.68
Ft Used = 0.00

ii.AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
6	0.00	229.29	0.00	0.000	0.000	436.029
5	0.00	238.18	0.00	0.000	0.000	451.478
4	0.00	204.19	0.00	0.000	0.000	387.043
3	0.00	170.18	0.00	0.000	0.000	322.586
2	0.00	136.39	0.00	0.000	0.000	258.522
1	0.00	102.41	0.00	0.000	0.000	194.124
GF	0.00	71.89	0.00	0.000	0.000	147.994
BASMENET	0.00	43.16	0.00	0.000	0.000	108.182

Units: Ton-m

➢ **SDL (CAS II):**

a) Pour le block I:

A U T O S E I S M I C U B C 9 7

- Case: EQX:

i. AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.7401 sec
W Used = 6832.18

V (Eqn 1) = 0.0983W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W

V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.0983W = 671.35
Ft Used = 34.78

ii. AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
6	165.20	0.00	0.00	0.000	0.000	-122.854
5	123.40	0.00	0.00	0.000	0.000	-91.766
4	105.77	0.00	0.00	0.000	0.000	-78.657
3	88.16	0.00	0.00	0.000	0.000	-65.562
2	70.58	0.00	0.00	0.000	0.000	-52.487
1	53.05	0.00	0.00	0.000	0.000	-39.455
GF	36.64	0.00	0.00	0.000	0.000	-27.103
BASEMENT	28.56	0.00	0.00	0.000	0.000	-43.773

Units:Ton-m

- Case: EQY

i.AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec

T Used = 0.6998 sec
W Used = 6832.18

V (Eqn 1) = 0.1039W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.1039W = 710.00
Ft Used = 0.00

ii.AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
6	0.00	145.46	0.00	0.000	0.000	407.906
5	0.00	137.63	0.00	0.000	0.000	385.945
4	0.00	117.97	0.00	0.000	0.000	330.810
3	0.00	98.33	0.00	0.000	0.000	275.739
2	0.00	78.72	0.00	0.000	0.000	220.746
1	0.00	59.17	0.00	0.000	0.000	165.937
GF	0.00	40.87	0.00	0.000	0.000	114.604
BASEMENT	0.00	31.85	0.00	0.000	0.000	94.228

Units : T.m

b) <u>Pour le block III</u> :

A U T O S E I S M I C U B C 9 7

- <u>Case: EQX</u>:

i. AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.5372 sec
W Used = 7888.16

V (Eqn 1) = 0.1354W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.1273W = 1003.95
Ft Used = 0.00

ii. AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
6	190.15	0.00	0.00	0.000	0.000	-293.883
5	198.65	0.00	0.00	0.000	0.000	-306.344
4	170.27	0.00	0.00	0.000	0.000	-262.581
3	141.89	0.00	0.00	0.000	0.000	-218.817
2	113.70	0.00	0.00	0.000	0.000	-175.344
1	85.40	0.00	0.00	0.000	0.000	-131.699
GF	61.26	0.00	0.00	0.000	0.000	-99.538
BASMENET	42.62	0.00	0.00	0.000	0.000	-65.565

Units : T.m

- Case: EQY

i.AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

Ta = 0.5287 sec
T Used = 0.3794 sec
W Used = 7888.16

V (Eqn 1) = 0.1917W
V (Eqn 2) = 0.1273W
V (Eqn 3) = 0.0308W
V (Eqn 4) = 0.0465W

V Used = 0.1273W = 1003.95
Ft Used = 0.00

ii.AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
6	0.00	190.15	0.00	0.000	0.000	875.118
5	0.00	198.65	0.00	0.000	0.000	913.652
4	0.00	170.27	0.00	0.000	0.000	783.130

3	0.00	141.89	0.00	0.000	0.000	652.609
2	0.00	113.70	0.00	0.000	0.000	522.960
1	0.00	85.40	0.00	0.000	0.000	392.792
GF	0.00	61.26	0.00	0.000	0.000	295.694
BASMENET	0.00	42.62	0.00	0.000	0.000	259.420

e. **La vérification des résultats obtenus :**

Plusieurs vérifications doivent être accomplies sur les résultats selon UBC97 :

- Taux de participation de la masse « Mass participation ratio » >90 % :
  L'UBC-97 recommande que les modes adoptées devraient conduire à plus de 90% de participation de la masse source qui est vérifiée ci-dessous pour les deux bâtiments :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.038	64.43	0.032	0	64.43	0.032	0
2	0.894	0.073	12.85	0	64.5	12.88	0
3	0.78	0	52.93	0	64.5	65.81	0
4	0.257	15.33	7.00E-04	0	79.83	65.81	0
5	0.204	0.01	4.96	0	79.84	70.77	0
6	0.181	0.074	13.52	0	79.91	84.29	0
7	0.114	5.985	0.007	0	85.89	84.3	0
8	0.088	1.00E-04	2.702	0	85.89	87	0
9	0.08	0.311	4.221	0	86.2	91.22	0
10	0.067	3.412	0.076	0	89.62	91.3	0
11	0.054	0.034	1.935	0	89.65	93.23	0
12	0.049	1.288	1.17	0	90.94	94.4	0
13	0.046	1.514	0.556	0	92.45	94.96	0
14	0.038	0.184	0.823	0	92.64	95.78	0
15	0.037	2.061	0.021	0	94.7	95.8	0
16	0.034	0.19	0.736	0	94.89	96.54	0
17	0.03	2.104	0.003	0	96.99	96.54	0
18	0.029	0.054	0.185	0	97.04	96.73	0
19	0.027	0.104	0.21	0	97.15	96.94	0
20	0.026	1.663	0.397	0	98.81	97.33	0

Table 3.8.a : « mass participation ratio » pour le bâtiment I

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.58674	29.9201	0.19	0	29.9201	0.19	0
2	0.49098	15.2822	31.4493	0	45.2023	31.6392	0
3	0.35012	17.2313	33.3497	0	62.4337	64.989	0
4	0.15001	0.0019	0.0033	0	62.4356	64.9923	0
5	0.11174	5.0133	0.6657	0	67.4489	65.658	0
6	0.10018	9.5573	8.6234	0	77.0061	74.2815	0
7	0.07358	4.0034	9.657	0	81.0095	83.9384	0
8	0.07024	0.0169	0.0168	0	81.0264	83.9553	0
9	0.06553	0.0004	0.0007	0	81.0269	83.9559	0
10	0.05323	0.0024	0.0028	0	81.0292	83.9588	0
11	0.0448	1.0282	0.5064	0	82.0574	84.4652	0
12	0.04093	4.861	2.6564	0	86.9184	87.1216	0
13	0.03067	1.5114	4.1723	0	88.4298	91.2939	0
14	0.0257	0.3391	0.0234	0	88.7689	91.3173	0
15	0.02384	3.1328	0.9535	0	91.9017	92.2709	0
16	0.0188	0.9348	1.6784	0	92.8364	93.9493	0
17	0.01747	0.0704	0.5199	0	92.9068	94.4692	0
18	0.0171	0.1057	0.2595	0	93.0125	94.7287	0
19	0.01666	0.5918	0.112	0	93.6043	94.8407	0
20	0.0164	1.6433	0.0027	0	95.2476	94.8433	0

Table 3.8.b : « mass participation ratio » pour le bâtiment III

- le rapport : $\delta_m / \delta_{av} < 1.2$

Ce rapport représente le déplacement maximal sur le déplacement moyen au sein d'un étage. Si ce rapport est > 1.2, une irrégularité de torsion existe. Ce bâtiment est soumis à une torsion qui ne peut pas être négligeable. D'où on doit augmenter la torsion accidentelle à chaque niveau par un facteur d'amplification A_X, déterminé par la formule suivante :

$$A_X = (\delta_m / 1.2*\delta_{av})^2 \qquad \text{(il faut que } 1<A_X<3)$$

Avec : - δ_m : le déplacement maximal au niveau x

- δ_{av} : le déplacement moyen de la structure au niveau x.

La correction de cet irrégularité de torsion s'effectue par la correction de l'excentricité accidentelle de chacune des charges (EQX1, EQX2, EQY1, EQY2) ayant $\delta_m / \delta_{av} > 1.2$ tel que la nouvelle excentricité = A_X * 0.05

- Dans nos données d'entrée à l'ETABS, on a supposé R=5.5 donc le système de contreventement est formé de voiles, pour que cette supposition reste applicable, il faut que $\frac{V\ poteaux}{V(poteaux+voiles)} < 25\%$

  Sinon, on doit refaire le modèle avec R=6.5, c'est le cas d'un système mixte où les poteaux et les voiles résistent ensemble à l'action sismique.

  Dans les deux bâtiments, ce rapport <25%, donc notre supposition est vérifiée.

- le déplacement relatif (story drift) entre deux niveaux consécutifs :

  D'après UBC97, il y a deux types déplacements :

  - Élastique ΔS : déduit à partir d'une analyse statique élastique du système résistant à la force latérale appliquée sur le bâtiment.

  - Inélastique ΔM : déplacement maximal de réponse sismique inélastique, déduit à partir d'une analyse dynamique du système résistant à la force latérale appliquée sur le bâtiment.

$$\Delta M = 0.7*R*\Delta S$$

Les limitations de l'UBC97 sont :

$$\Delta M \begin{cases} < \frac{h}{40} & \text{Si } T<0.7 \text{ s} \\ < \frac{h}{50} & \text{Si } T > 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

Les résultats obtenus par l'ETBAS :

i. **block I** :

Pour ce bâtiment, T=0.7401 s >0.7 s, donc la limite est h/50

Il faut que : $\Delta M = 0.7*R*\Delta S < 0.02h$

Il faut que $\Delta S < 0.02h / 0.7*5.5 = 0.0168m$

Cette condition est vérifiée dans le tableau ci-dessous :

Story	Item	Load	Drift X (m)	Drift Y (m)	admissible	vérification
6	Max Drift X	EQX1	0.002555		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000241	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002529		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000154	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000298		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.002586	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000104		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001898	0.0168	ok
5	Max Drift X	EQX1	0.002754		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000266	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002713		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.00013	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000303		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.002675	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000103		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001992	0.0168	ok
4	Max Drift X	EQX1	0.002908		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000283	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002854		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000106	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000301		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.002714	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000105		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.002044	0.0168	ok
3	Max Drift X	EQX1	0.002953		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000288	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002891		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000087	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000289		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.002661	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000114		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.00202	0.0168	ok
2	Max Drift X	EQX1	0.002798		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000263	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002741		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000085	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000264		0.0168	ok

	Max Drift Y	EQY1		0.002473	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000108		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001877	0.0168	ok
1	Max Drift X	EQX1	0.002386		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000211	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.002345		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000081	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.00022		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.002105	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000087		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001578	0.0168	ok
GF	Max Drift X	EQX1	0.001525		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.00008	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001533		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000133	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000164		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.001499	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000048		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001049	0.0168	ok
Basement	Max Drift X	EQX1	0.000321		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000233	0.0168	ok
	Max Drift X	EQX2	0.00034		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000259	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000306		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000704	0.0168	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000214		0.0168	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000493	0.0168	ok

Table 3.9.a : « story drift » pour la charge statique (block I)

ii. **block III** :

Pour ce bâtiment, T<0.7 s, donc la limite est h/40

Il faut que : $\Delta M = 0.7*R*\Delta S < 0.025h$

Il faut que $\Delta S < 0.025h / 0.7*5.5 = 0.0211m$

Cette condition est vérifiée dans le tableau ci-dessous :

Story	Item	Load	DriftX (m)	DriftY (m)	admissible	vérification
6	Max Drift X	EQX1	0.001073		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.00052	0.0211	ok

	Max Drift X	EQY1	0.000323		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.00071	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001438		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000945	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.00053		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000996	0.0211	ok
5	Max Drift X	EQX1	0.001075		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000507	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000314		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000716	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001443		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000937	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000539		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001022	0.0211	ok
4	Max Drift X	EQX1	0.001053		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.00048	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000295		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000704	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001416		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000906	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000542		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001035	0.0211	ok
3	Max Drift X	EQX1	0.000992		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000435	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000265		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000665	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001336		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000841	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000528		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.001013	0.0211	ok
2	Max Drift X	EQX1	0.000876		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.00037	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000221		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.00059	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.001183		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000732	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000487		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000939	0.0211	ok
1	Max Drift X	EQX1	0.000697		0.0211	ok

	Max Drift Y	EQX1		0.000417	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000267		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000471	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.000942		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000706	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000407		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000792	0.0211	ok
GF	Max Drift X	EQX1	0.00043		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.0002	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.000149		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000317	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.000562		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000373	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000306		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000559	0.0211	ok
BASMENET	Max Drift X	EQX1	0.000092		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX1		0.000054	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY1	0.00012		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY1		0.000209	0.0211	ok
	Max Drift X	EQX2	0.000104		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQX2		0.000067	0.0211	ok
	Max Drift X	EQY2	0.000147		0.0211	ok
	Max Drift Y	EQY2		0.000264	0.0211	ok

Table 3.9.b: « story drift » pour la charge statique (bâtiment III)

IV. Analyse sismique dynamique selon UBC 97 :

La méthode sismique dynamique applique à la structure un chargement dynamique qui évolue au cours du temps (en direction, intensité et position…) d'où elle est plus précise que celle statique.
La distribution verticale des forces obtenues par la méthode dynamique est largement différente que celle obtenue par la méthode statique. Par conséquent, l'utilisation de la méthode dynamique permet de produire des conceptions structurelles plus résistantes aux tremblements de terre que celles conçues à l'aide des charges statiques.

Condition d'application :

- Les structures dont la hauteur sont plus que 73 m.
- Les structures ayant une rigidité, un poids ou une irrégularité verticale géométrique.
- Structures, au-dessus de cinq étages ou d'hauteur de 20 m dans les zones sismiques 3 et 4, n'ayant pas le même système structural dans toute leur hauteur.
- Structures, réguliers ou irréguliers, situées sur le sol de type S_F et qui ont une période plus grande que 0.7 s.

L'analyse dynamique d'un bâtiment ne peut être accomplie que par l'intervention d'un logiciel. On va appliquer la méthode dynamique selon l'UBC97, d'où on passe à une modélisation sur ETABS en prenant compte du calcul statique.

a) Les données d'entrée sur ETABS :

a. Définir la source de masse « MASS SOURCE » :

La charge d'exploitation (LL) sera multipliée par 0.25 tandis que la charge permanente par 1

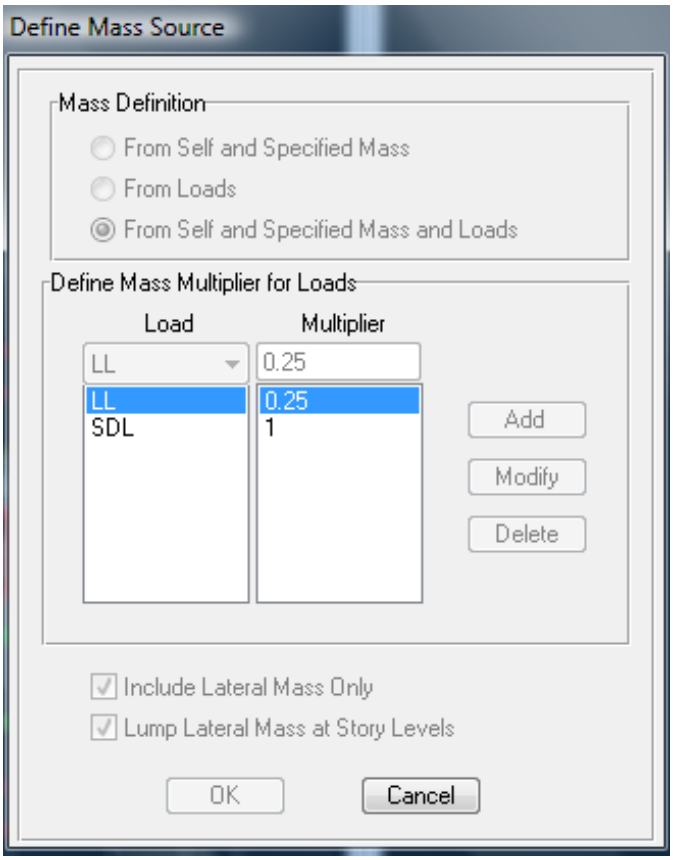
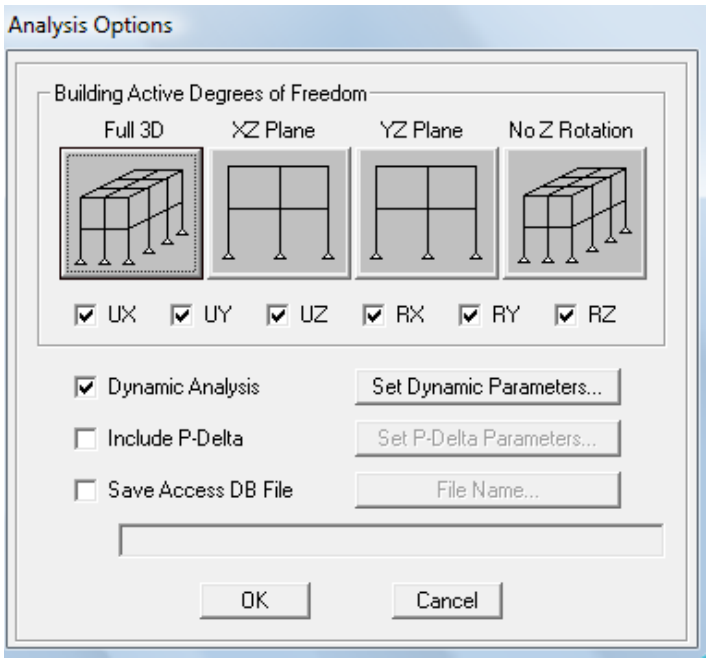


Figure3.4 : définition de la source de masse

b. Définir les options d'analyse « analysis options » :



Le modèle est « FULL 3D »

Figure 3.5 : « Analysis options » sur ETABS

Pour la première analyse, nous entrons les paramètres de modélisation et d'analyse de façon à réduire le temps de calcul. On décide de faire en premier lieu, une analyse sur 20 modes. On examine si la « Mass participation ratio » > 90%, alors le nombre de mode est suffisant sinon on doit augmenter le nombre de mode. (Tables 3.8.a et 3.8.b)

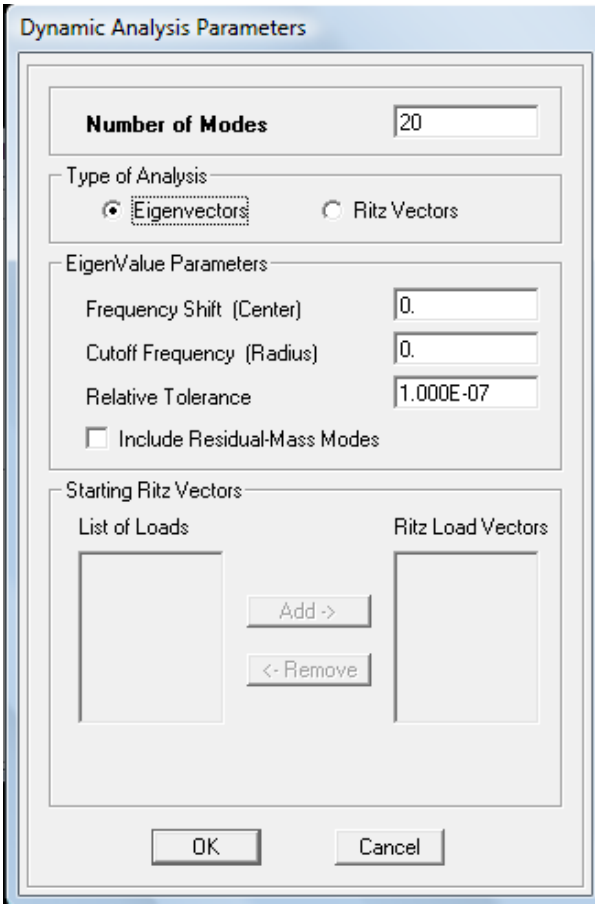
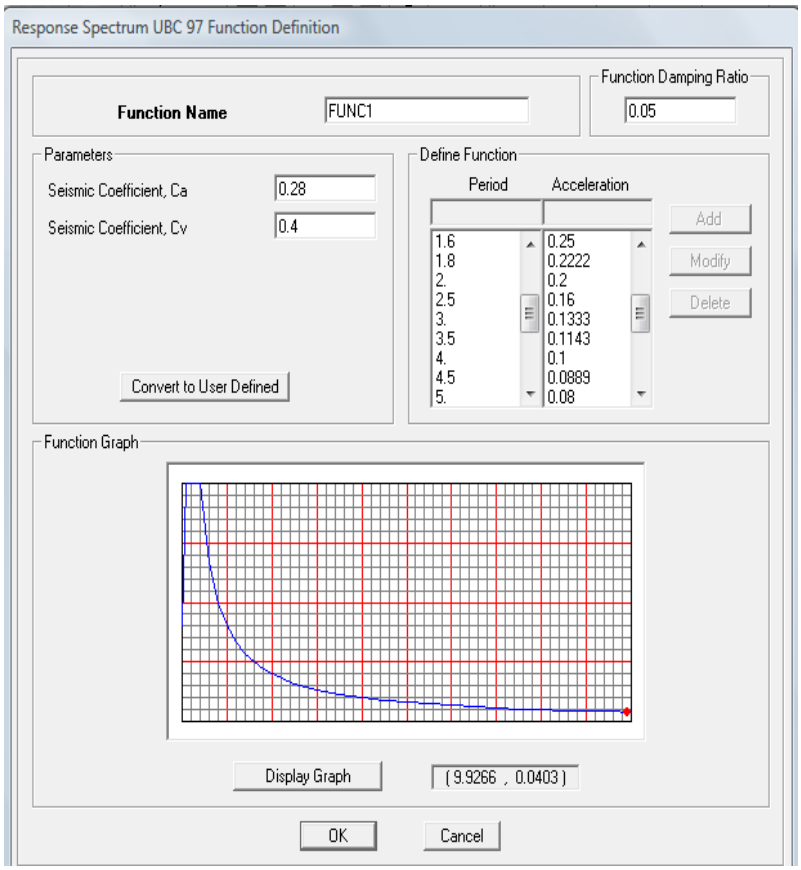


Figure 3.6 : « Dynamic analysis parameters » sur ETABS

c. Analyse du spectre de réponse :

Il s'agit d'une analyse élastique dynamique d'une structure en utilisant la réponse dynamique de crête de tous les modes ayant une contribution significative au total des réponses structurelles. Les réponses modales de pointe sont calculées en utilisant les coordonnées de la courbe de spectre de réponse appropriée, qui correspondent aux périodes modales. Les contributions modales maximales sont combinées d'une manière statistique pour obtenir une réponse structurelle totale approchée.

i. Définir la fonction de spectre de réponse « Response spectrum Function » :



On définit la fonction :
FUNC 1
Avec :
-C_a = 0.28
-C_v =0.4
-le rapport d'amortissement=0.05

Figure 3.7 : définition de la fonction de spectre de réponse

ii. Définir les spectres de réponse selon les directions X et Y :

SPEC X : selon la direction U1 et un « scale factor » =9.81

SPEC Y : selon la direction U2 et un « scale factor » =9.81

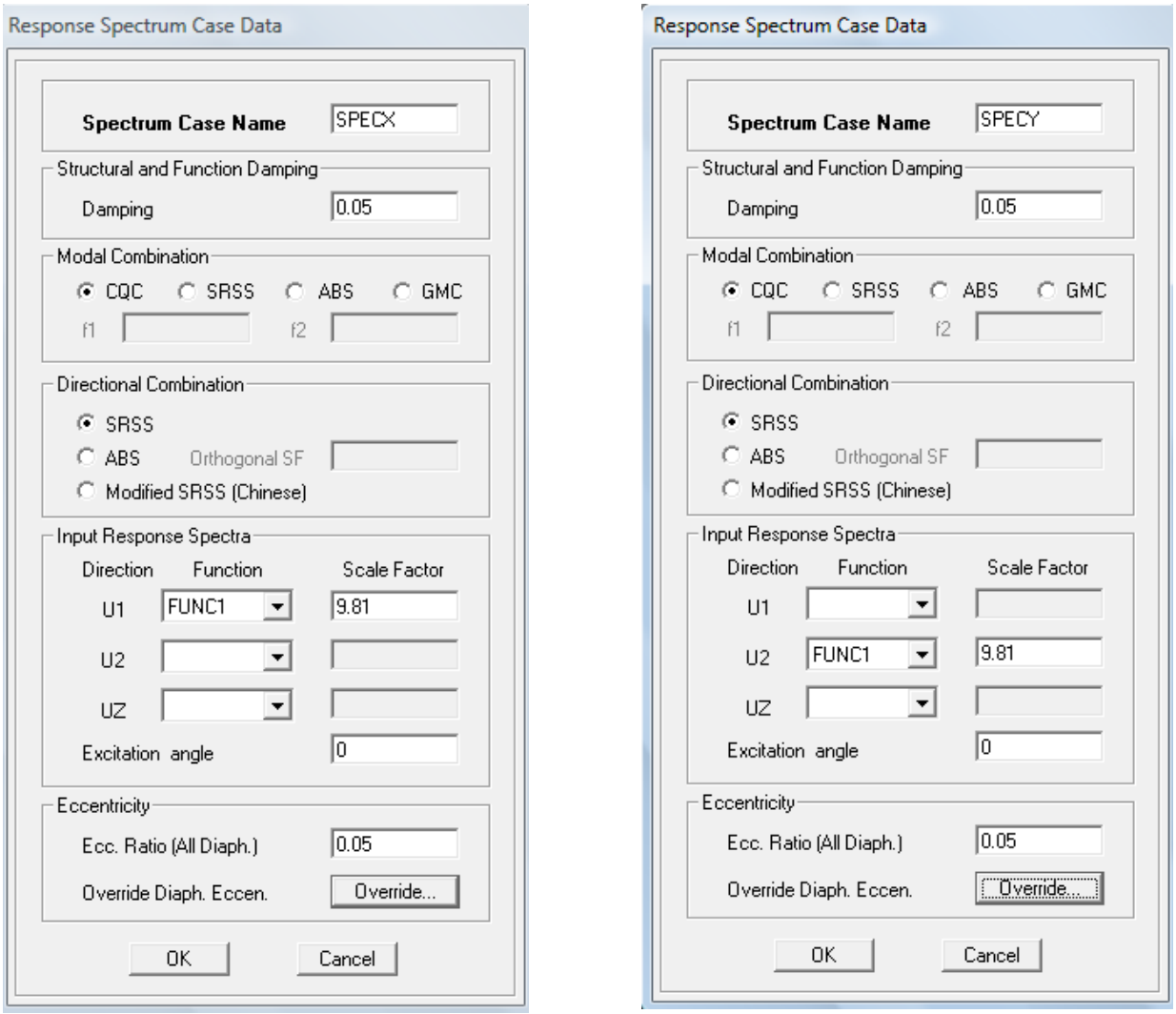


Figure 3.8 : Définition des spectres de réponse

Par ces données, on obtient les résultats suivants :

Story	Load	Loc	VX	VY
BASEMENT	EQX	Bottom	-742.56	-61.39
BASEMENT	EQY	Bottom	-57.36	-707.52
BASEMENT	SPECX	Bottom	2100.69	168.39
BASEMENT	SPECY	Bottom	214.65	2346.28

Table 3.10.a : « base shear » avant la correction du « scale factor » (bâtiment I)

Story	Load	Loc	VX	VY
BASMENET	EQX	Bottom	-1140.8	22.16
BASMENET	EQY	Bottom	20.1	-1177.2
BASMENET	SPECX	Bottom	2779.84	2126.11
BASMENET	SPECY	Bottom	2127.05	3199.84

Table 3.10.b : « base shear » avant la correction du « scale factor » (bâtiment III)

Les unités de ces forces sont : T.m (tonne, mètre)

On remarque que l'effort tranchant de « EQX » diffère de celui de « SPECX », de même pour « EQY » et « SPECY ». Pour cela, selon UBC97, on doit faire une correction sur l'effort tranchant du calcul dynamique pour qu'il soit égal à celui du calcul statique. En autre façon, il faut appliquer l'effort tranchant du calcul statique sur le calcul dynamique pour prendre les résultats réels. Cet étape peut être accomplie par la correction du « scale factor » qui est pris dans la première itération 9.81.

Correction du « scale factor » :

a. bâtiment I :

Selon la direction X : $r_x = \frac{V \text{ x statique}}{V \text{ x dynamique}} \text{ x } 9.81 = \frac{742.56}{2100.69} \text{ x} 9.81 = 3.467$

Selon la direction Y : $r_y = \frac{V \text{ x statique}}{V \text{ x dynamique}} \text{ x } 9.81 = \frac{707.52}{2346.28} \text{ x} 9.81 = 2.958$

b. bâtiment III :

Selon la direction X : $r_x = \frac{V \text{ x statique}}{V \text{ x dynamique}} \text{ x } 9.81 = \frac{1140.8}{2779.84} \text{ x} 9.81 = 4.025$

Selon la direction Y : $r_y = \frac{V \text{ x statique}}{V \text{ x dynamique}} \text{ x } 9.81 = \frac{1177.2}{3199.84} \text{ x} 9.81 = 3.609$

Ces valeurs doivent être utilisées pour le second modèle dynamique.

Bâtiment I par exemple :

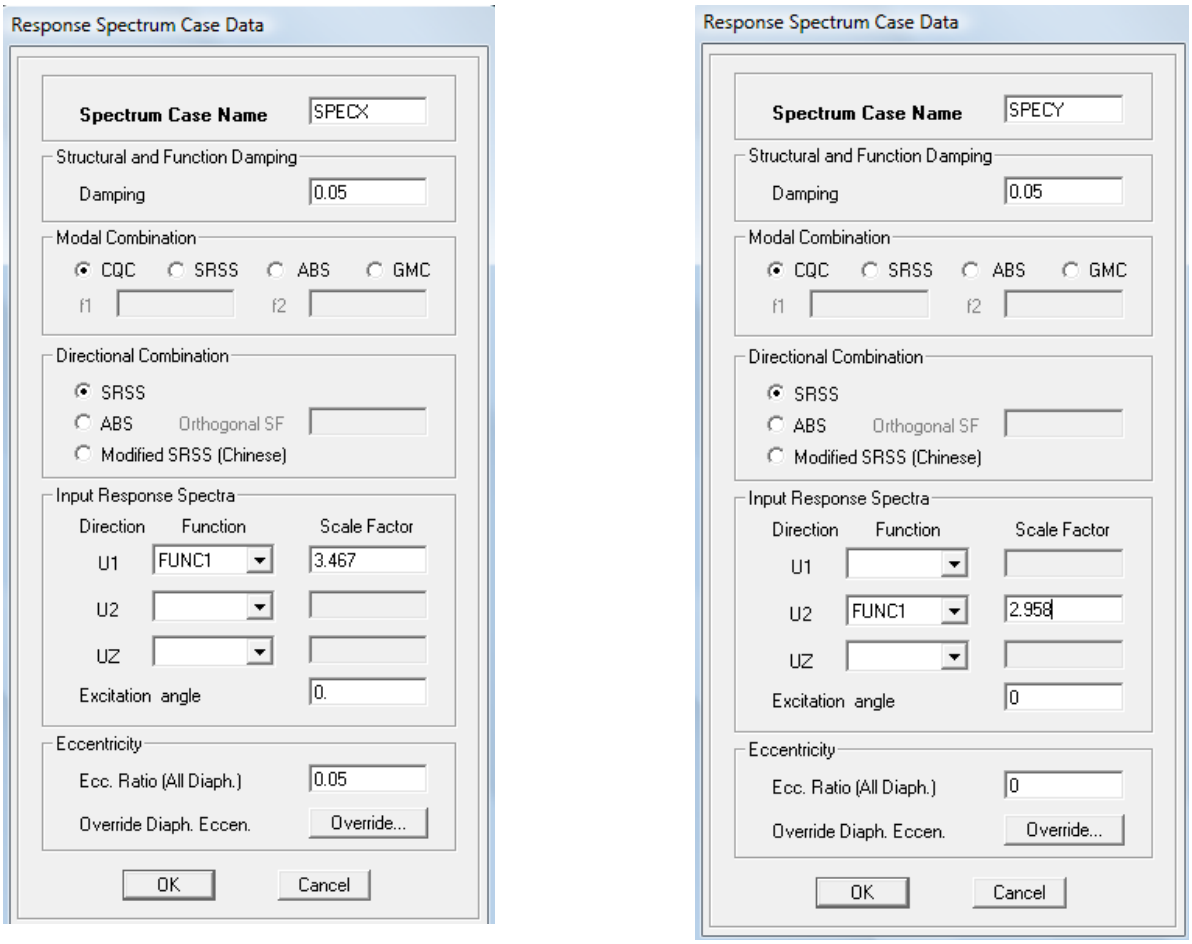


Figure 3.9 : définition des spectres de réponse après la correction du « scale factor »

Les nouveaux résultats sont :

Story	Load	Loc	VX	VY
BASEMENT	EQX	Bottom	-742.56	-61.39
BASEMENT	EQY	Bottom	-57.36	-707.52
BASEMENT	SPECX	Bottom	742.42	59.51
BASEMENT	SPECY	Bottom	64.72	707.47

Table 3.11.a : « base shear » après la correction du « scale factor » (bâtiment I)

Story	Load	Loc	VX	VY
BASMENET	EQX	Bottom	-1140.8	22.16
BASMENET	EQY	Bottom	20.1	-1177.2
BASMENET	SPECX	Bottom	1140.56	872.33
BASMENET	SPECY	Bottom	782.3	1176.86

Table 3.11.b : « base shear » après la correction du « scale factor » (bâtiment III)

b) Vérification des résultats :

A. Comme dans le calcul statique (tables 3.8.a et 3.8.b) il faut s'assurer que « Mass participation ratio » > 90%

B. Le déplacement relatif entre deux niveaux consécutifs est vérifié pour la limitation :

Block I: $\Delta M = 0.7*R*\Delta S < 0.02h = 0.065$ m

Story	Item	Load	DriftX (m)	DriftY (m)	admissible	vérification
6	Max Drift X	SPECY	0.000659		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.003247	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.00256		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000436	0.065	ok
5	Max Drift X	SPECY	0.000707		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.003412	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.00276		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000465	0.065	ok
4	Max Drift X	SPECY	0.000733		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.003498	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.002897		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000483	0.065	ok
3	Max Drift X	SPECY	0.00073		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.003449	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.00292		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000485	0.065	ok
2	Max Drift X	SPECY	0.000675		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.003198	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.002754		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.00045	0.065	ok

1	Max Drift X	SPECY	0.000558		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.002681	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.002347		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000377	0.065	ok
GF	Max Drift X	SPECY	0.000309		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001765	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.001502		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000222	0.065	ok
BASEMENT	Max Drift X	SPECY	0.000283		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.000654	0.065	ok
	Max Drift X	SPECX	0.000334		0.065	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000258	0.065	ok

Table 3.12.a : « story drift » pour la charge dynamique (Block I)

Block III : $\Delta M = 0.7*R*\Delta S < 0.025h = 0.081$ m

Story	Item	Load	Drift X (m)	Drift Y (m)	admissible	vérification
6	Max Drift X	SPECX	0.002312		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.002189	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001465		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001541	0.081	ok
5	Max Drift X	SPECX	0.002319		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.002197	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001496		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001575	0.081	ok
4	Max Drift X	SPECX	0.002268		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.002148	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001497		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001582	0.081	ok
3	Max Drift X	SPECX	0.002128		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.002014	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001441		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.00153	0.081	ok
2	Max Drift X	SPECX	0.00187		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.001768	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001303		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001397	0.081	ok
1	Max Drift X	SPECX	0.001474		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.001471	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.001052		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.001153	0.081	ok
GF	Max Drift X	SPECX	0.000836		0.081	ok

	Max Drift Y	SPECX		0.000839	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.000713		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.00078	0.081	ok
BASMENET	Max Drift X	SPECX	0.000149		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECX		0.000232	0.081	ok
	Max Drift X	SPECY	0.000191		0.081	ok
	Max Drift Y	SPECY		0.00031	0.081	ok

Table 3.12.b : « story drift » pour la charge dynamique (block III)

V. Comparaison des résultats :

En comparant les résultats des deux modèles accomplis (différente SDL), on trouve qu'il y a une différence qu'on ne peut pas négliger :

On suppose : -cas I : SDL précis

-cas II : SDL =450 kg/m^2

Il y a une différence de 18% pour le block I et de 19% pour le block III entre les deux cas. Cette différence ne peut pas être négligeable.

	bâtiment I		bâtiment II	
	Vx (T)	Vy (T)	Vx (T)	Vy (T)
Cas I	792.21	792.21	1164.48	1195.68
Cas II	671.35	710.00	1003.95	1003.95

Table 3.13 : comparaison de l'effort tranchant

I. Généralités:

Les planchers sont des pièces structurales minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils limitent les différents étages et ils ont deux fonctions principales :
-Fonction de résistance : Les planchers supportent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
-Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
La dalle peut être supportée par des voiles, des poutres en béton armé, des poutres en acier de construction, par des poteaux, ou par le sol.

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en quatres grandes catégories :

- Planchers avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales : ce type est formé par une dalle d'épaisseur constante (hourdis) reposant sur un système de poutres secondaires et principales
- Planchers à poutrelles parallèles rapprochées.
- Planchers à hourdi creux (ou à corps creux)
- Planchers champignons et planchers-dalles.

Si la dalle est supportée de sorte qu'elle dévie dans une seule direction, dite flexion cylindrique, elle est classée comme une dalle unidirectionnelle « one-way slab », cette dalle porte des charges dans une seule direction (la courte direction) et elle est mise en charge sur deux côtés opposés. Cette dalle se comporte comme une série de poutres placées côté à côté.
Si la dalle dévie en double courbure, elle porte la charge dans deux sens et elle est mise en charge sur quatres côtés. Elle nécessite d'aciers dans deux directions pour éviter la fissuration excessive et de limiter les détournements. Les armatures d'aciers sont normalement positionnées parallèlement aux côtés de la dalle. Elle est classée comme une dalle portante sur deux directions « two-way slab ».

II. Choix du type du plancher :

➢ Le plancher à corps creux est le plus couramment utilisé au Liban pour les bâtiments industriels ou d'habitations.

On commence par vérifier si l'utilisation du plancher à corps creux peut être une solution réalisable.

Le tableau 9.5 (a) à l'ACI, nous donne les épaisseurs minimales des poutres et des dalles selon la longueur et le type de portée.

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 60 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c, in the range of 90 to 115 lb/ft^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.005w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 60,000 psi, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/100{,}000)$.

Figure 4.1 : les épaisseurs minimales des dalles « one-way slab »

La distance maximale (l) entre les nues des nervures « ribs » :

-Block I : l = 4 m (cas simplement appuyé) d'où H=4/16 = 25 cm

l = 3 m (cas « both end continuous») d'où H =3/21=14 cm

-Block III: l = 4.7 m (cas « both end continuous») d'où H =4.7/21=22 cm

D'où on adopte un plancher à corps creux d'épaisseur H=25 cm pour les deux blocks. Cette solution semble économique et réalisable, d'où on considère que

le premier étage et les étages courants sont des planchers à corps creux d'épaisseur 25 cm.

➢ Pour le sous –sol : Ce plancher est utilisé comme un garage de stationnement, alors il est exposé à une charge d'exploitation de 1000 daN/m^2 tandis que le plancher à corps creux ne peut supporter qu'une charge d'exploitation maximale de 500 daN/m^2. En plus cette dalle est exposée aux eaux de pluie.D'où l'utilisation d'une dalle pleine semble une meilleur solution. Le dimensionnement primaire de la dalle pleine s'accompli à partir du tableau 9.5 (c) du ACI code :

TABLE 9.5(c)—MINIMUM THICKNESS OF SLABS WITHOUT INTERIOR BEAMS*

	Without drop panels‡			With drop panels‡		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
f_y, psi†	Without edge beams	With edge beams§		Without edge beams	With edge beams§	
40,000	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
60,000	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
75,000	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

*For two-way construction, ℓ_n is the length of clear span in the long direction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face-to-face of beams or other supports in other cases.
†For f_y between the values given in the table, minimum thickness shall be determined by linear interpolation.
‡Drop panels as defined in 13.2.5.
§Slabs with beams between columns along exterior edges. The value of α_f for the edge beam shall not be less than 0.8.

Figure 4.2 : l'épaisseur minimale de « two-way solid slab »

Le plancher du sous-sol pour les 2 bâtiments est assimilé en étude primaire à un plancher sans poutre en retombée et sans champignons « drop panels » d'où l'épaisseur minimale du plancher est calculée par : H=l/30.
Pour les 2 bâtiments la distance maximale entre les nus d'appui, l = 7 m
D'où H=7/30 = 23 cm.
On suppose pour le sous-sol des deux bâtiments :
Une dalle pleine d'épaisseur H=25cm

III. Dimensionnement de la dalle à corps creux:

Le dimensionnement de cette dalle nécessite le design des nervures et des poutres principales.

A. Poutres principales :

Les poutres principales travaillent en flexion simple. Elles reprennent les charges des planchers pour les transmettre aux poteaux.

Dans ce qui suit, on s'intéresse à déterminer les différentes étapes suivies pour le dimensionnement des poutres des 2 blocks de ce projet, et cela en utilisant le logiciel "**Concuter**" qui est capable de faire le dimensionnement de plusieurs éléments structuraux, tel que : poutre, murs de soutènement, calcul de béton armée en flexion simple ELU et ELS, effort tranchant, calcul de flèche, poteaux, semelles isolées, tirants,... selon le BAEL 91 (règle technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée suivant la méthodes des états limites).
Pour la vérification des résultats suivant le code ACI 99, on peut utiliser la relation suivante: **moment(BAEL)*$\frac{1.45}{1.37}$ = moment(ACI)**

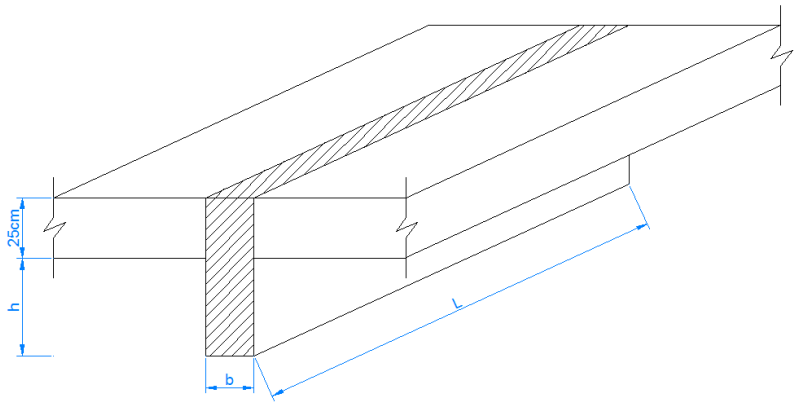
1. Calcul manuel de la charge :

Le calcul des charges doit être effectué par mètre linéaire (/m) suivant la longueur de chaque travée de la poutre.

i. Après avoir examiner les plans architecturaux des 2 blocks, placer des poutres primaire et secondaire, qui relie les poteaux, et de section semblant suffisante pour assurer l'équilibre et la stabilité de la structure.
La liste de section de poutres utilisées dans les 2 blocks est la suivante (cm*cm): (40*25), (60*25), (80*25), (100*25), (20*45), (20*65), (20*85), ...

ii. Calcul de cloison:

- Décomposer les zones portées par chaque travée d'une poutre, en mesurant ses surfaces.
- dans chaque zone, mesurer la longueur de chaque type de cloison
- calculer le poids propre des poutres en retombée :**(P.P.)**



Poids(t) =b*h*L*2.5 (t/m^3)

Le calcul de la cloison (daN) sera effectué suivant la formule suivante:
= L C(20)*1000 +L C(15)*900 +L C(12)*800 + L (BC12)*200 +L (BC20<3>)*200 + L(BC20<5>)*300 + L(P C20)*250 + P.P*1000

- divisons la cloison par la surface de la zone correspondante on obtient la cloison en (daN/m^2).
- si la cloison calculée <250 daN/m^2: prendre cloison minimum=250 daN/m^2

iii. Calcul de la charge permanente sur chaque travée de la poutre :
Charge permanente (DL) =poids de la dalle corps creux (/m) + poids des revêtements (/m) + cloison (/m)

Soit dans le tableau :

W1 : largeur des balcons
W2 : largeur des autres surfaces portées par la même travée
Dalle+rev : poids de la dalle corps creux (/m) + poids des revêtements (/m)

· poids de la dalle corps creux (/m) + poids des revêtements (/m)=
(Poids de la dalle corps creux (/m^2) + poids des revêtements (/m^2))*(W1+ W2)
= (515 (daN/m^2) + 200 (daN/m^2)) *(W1+ W2)

iv. Calcul de la charge d'exploitation (L.L.) sur chaque travée de la poutre :
Charge d'exploitation (/m) = 400*W1 + 200*W2

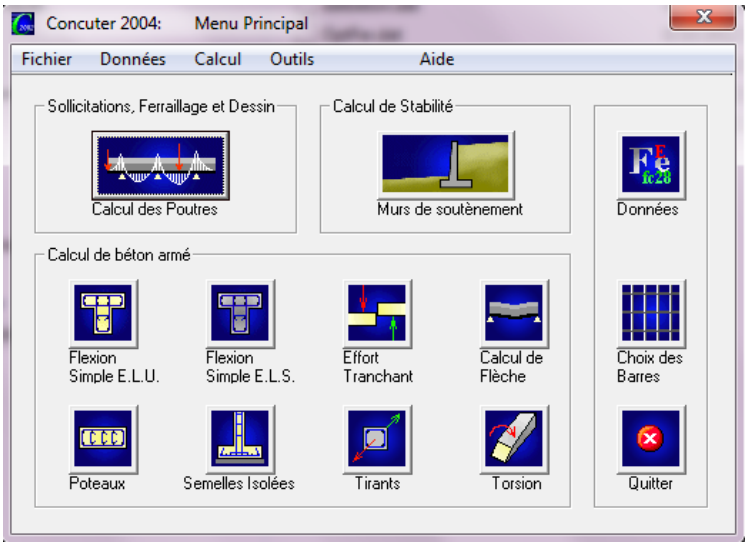
Les charges permanentes et d'exploitation calculées à l'état limite ultime (ELU) et service (ELS) sur chaque travée des poutres sont représentées dans les tableaux suivants:

Tel que :

- **P1(daN)** : cloison calculée d'après la formule.
- **Area (m^2)** : surface calculée pour chaque travée d'une poutre
- **P1(daN/ m^2)** : P1(daN)/ Area (m^2)
- **Pfinal(daN/m^2)**:cloison final choisi après comparaison avec 250 daN/m^2
- **Pfinal (daN)**: Pfinal (daN/ m^2) * Area
- **Pfinal (t/m)** : Pfinal / longueur de la travée.
- **D.L (T)** : la charge permanente résultante du poids de la dalle, de revêtement et de la partition.
- **SL (T/m)** : DL+ LL en tonne/ml
- **UL (T/m) :** 1.4 * DL + 1.7* LL en tonne/ml

2. Le dimensionnement des poutres par « **Concuter** » :

Dans cette partie on s'intéresse à donner un exemple de la méthode de dimensionnement d'une des poutres en béton armée de ce projet, à l'aide du programme **« Concuter ».**



Prenons comme exemple la poutre **B15 (800*250)** du **block III** de l'une des étages courant, et calculons les charges et les armatures nécessaires pour cette poutre, avec possibilité de changement de section si c'est insuffisante.

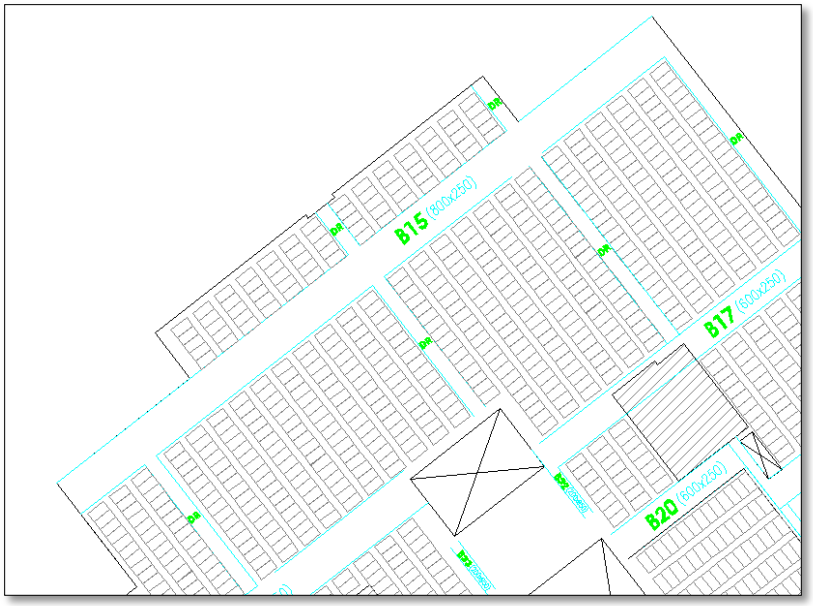


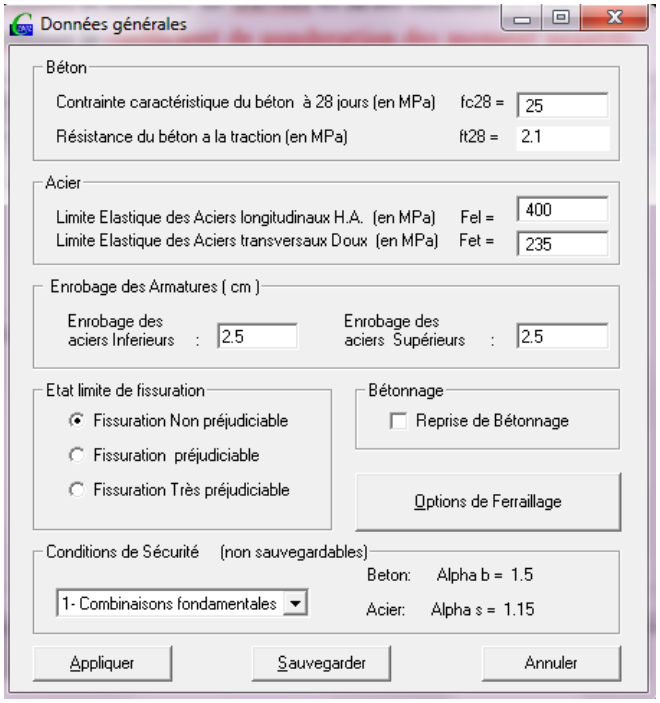
Figure 4.3 :poutre B15-block III

1) **Charge**:

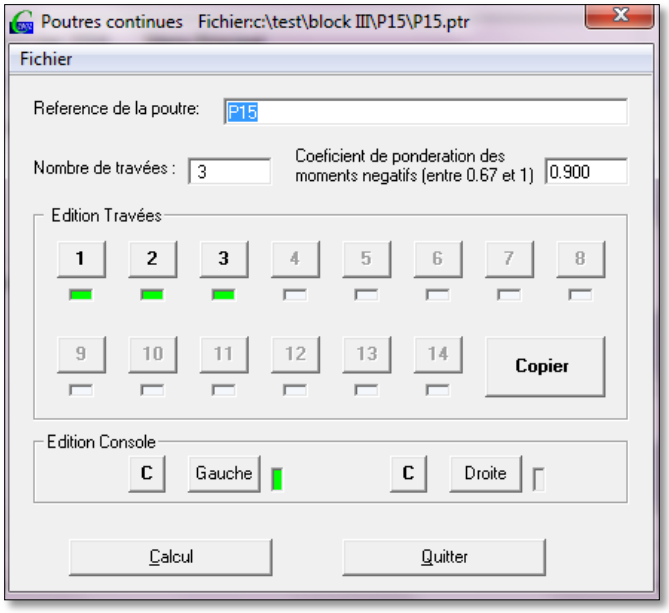
Calculer dans la partie précédente et représenter dans le tableau « table 5.1.b »

2) **Input:**

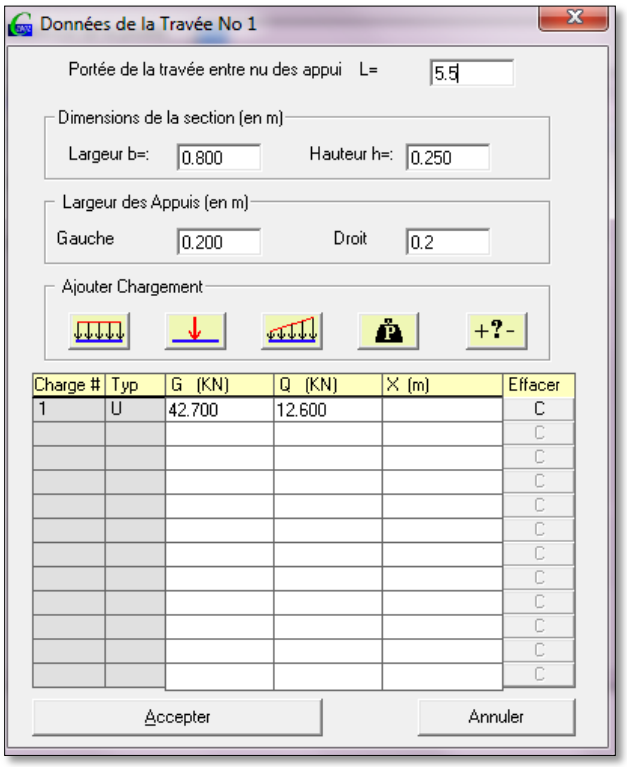
- données générales:


Données générales
Béton
Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (en MPa) fc28 = 25
Résistance du béton a la traction (en MPa) ft28 = 2.1
Acier
Limite Elastique des Aciers longitudinaux H.A. (en MPa) Fel = 400
Limite Elastique des Aciers transversaux Doux (en MPa) Fet = 235
Enrobage des Armatures (cm)
Enrobage des aciers Inferieurs : 2.5
Enrobage des aciers Supérieurs : 2.5
Etat limite de fissuration
Fissuration Non préjudiciable
Fissuration préjudiciable
Fissuration Très préjudiciable
Bétonnage
Reprise de Bétonnage
Options de Ferraillage
Conditions de Sécurité (non sauvegardables)
1- Combinaisons fondamentales
Beton: Alpha b = 1.5
Acier: Alpha s = 1.15
Appliquer
Sauvegarder
Annuler

- déterminer le nombre de travées et la/les consoles si l'ont existent
- déterminer le coefficient de pondération des moments négatifs.



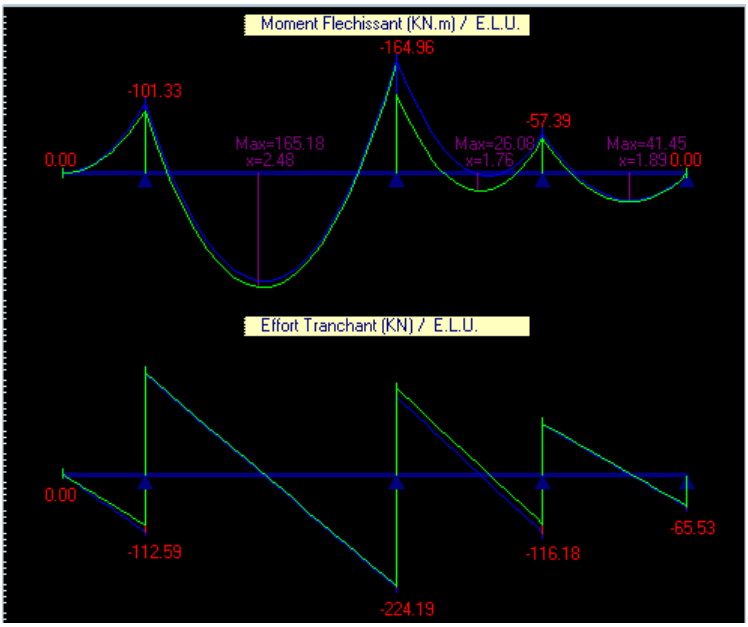
- Pour chaque portée définir : longueur, section, appui gauche et droite, charges permanente et d'exploitation finales à l'état limite service en (KN/m).


Données de la Travée No 1
Portée de la travée entre nu des appui L= 5.5
Dimensions de la section (en m)
Largeur b=: 0.800
Hauteur h=: 0.250
Largeur des Appuis (en m)
Gauche 0.200
Droit 0.2
Ajouter Chargement
+?-
Charge # | Typ | G (KN) | Q (KN) | X (m) | Effacer
1 | U | 42.700 | 12.600 | | C
Accepter
Annuler

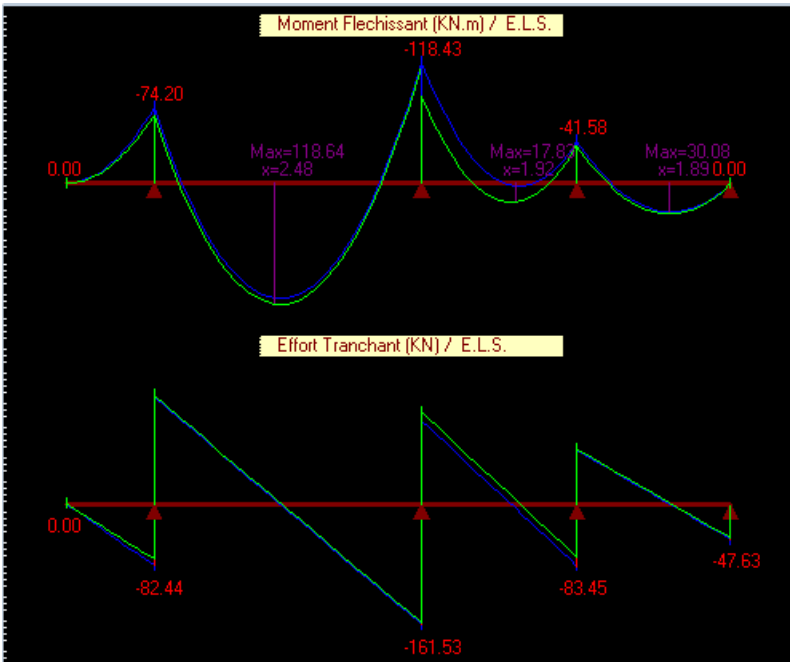
3) **Output**:

- Le moment fléchissant et l'effort tranchant agissants sur cette poutre.

ELU:



ELS:



· Le ferraillage de chaque portée de la poutre:

Ferraillage de la poutre: P15

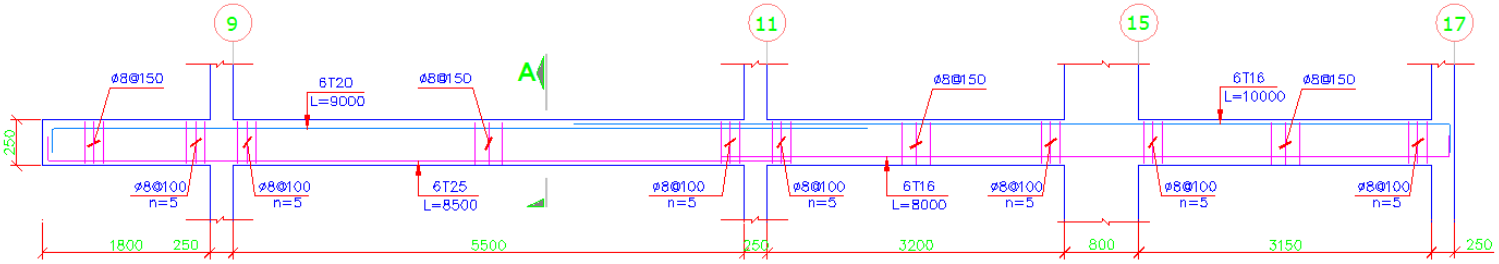
Console | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | Console

Description		Appui Gauche (0)	Travée #1	Appui Droite (1)
Moment E.L.U.	**(KN.m)**	-101.331	165.1763	-164.9561
Acier Tendu Calculé	(cm2)	15.10916	27.68795	27.63892
Choix des barres		4 T 16 + 5 T 14	9 T 20	9 T 20
Acier Tendu Placé	(cm2)	15.73938	28.27433	28.27433
Nombres de lits / d' réel	(cm)	1 lits / 3.4	1 lits / 3.6	1 lits / 3.6
Acier Comprimé Calculé	(cm2)	0	0	0
Choix des barres		9 T 12	9 T 12	9 T 12
Acier comprimé Placé	(cm2)	10.17876	10.17876	10.17876
Moment E.L.S.	**(KN.m)**	-74.196	118.6419	-118.4307
Contrainte Beton	(MPa)	9.78 < 15.00	13.09 < 15.00	13.27 < 15.00
Contrainte Acier Tendu	(MPa)	251.20 < 347.83	229.95 < 347.83	231.88 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé	(MPa)	82.25 < 347.83	127.23 < 347.83	128.58 < 347.83
Effort Tranchant	**(KN)**	199.8121		-224.1877
Vu (h/2)	(KN)	190.244		-214.6196
At / St x Fe / Gammas		42.77674		55.4328
Type des Etriers		1cad fi6 + 7 ép fi6		1cad fi6 + 7 ép fi6
Sto / Stmax	(cm)	12.16 / 19.44		9.38 / 19.26
Répetitions de Perchat		2 x Sto / 3 x caq		2 x Sto / 3 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa)		2.775 < 13.333		3.114 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui		0.00 cm2		0.00 cm2

Dessin .Dxf | Options | Note de Calcul | Imprimer | Quitter

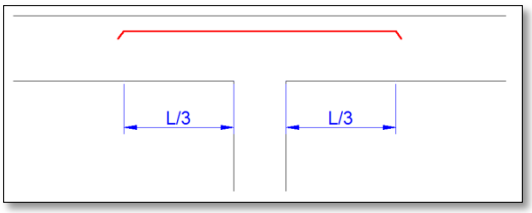
fc28=25 MPa | Fel=400 MPa | Fet=235 MPa

4) **Section final de la poutre**:

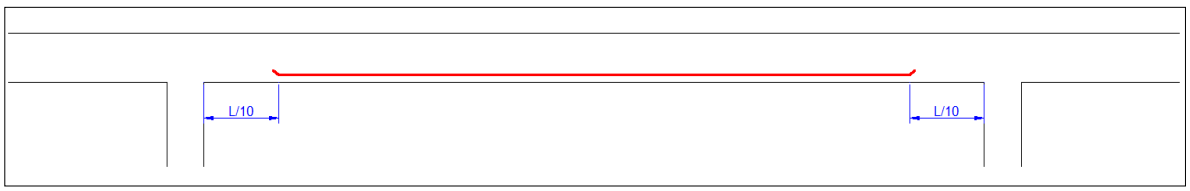


5) **Notions suivis pour le dessin des poutres** :

- Le diamètre maximal d'acier qu'on peut utiliser dans une poutre ou une dalle d=h/10 avec h : épaisseur de la dalle ou de la poutre (mm)
- Le ferraillage additionnel au-dessus des poteaux:



- Le ferraillage additionnel au milieu des travées :



Les autres poutres des 2 blocks sont dimensionnées de la même façon et les résultats sont représentés dans les plans S115, S116, S118, S119, S213, S214, S215, S217, S218, S219.

B. Poutres secondaires (nervures) :

L'ACI déclare que les nervures ne doivent pas être inférieures à 100 mm de largeur, et doivent avoir une profondeur pas plus de 3-1/2 fois la largeur minimale de la nervure. La distance libre entre les nervures ne doit pas dépasser 750 mm.

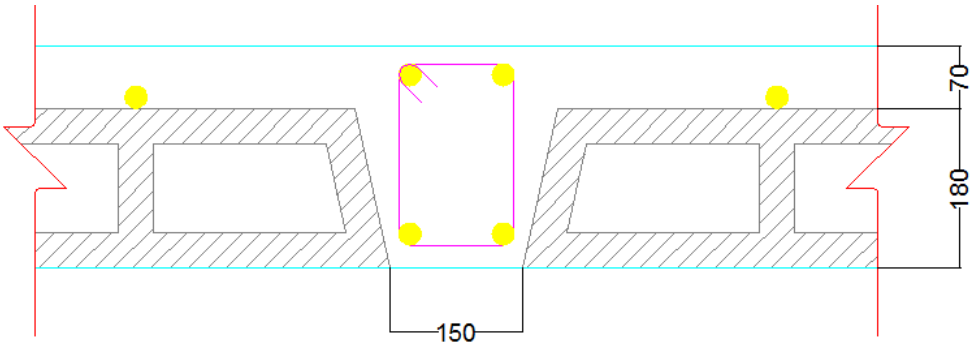


Figure 4.4 : la section de la nervure

1. Les charges sur la nervure :(d'après le chapitre 2)

A. Charge permanente (DL) :

- Le poids propre de la nervure = 234 daN/ml.
- Le revêtement = (200 daN /m^2)*0.55 = 110 daN /ml.
- Cloison = (150 daN /m^2)*0.55=83 daN /ml.

  D'où DL= 234+110+83 = 427 daN /ml

B. Charge d'exploitation (LL):

- dans le cas d'un balcon : LL= (400 daN /m^2)*0.55=220 daN /ml.
- Autre surface : LL = (200 daN /m^2)*0.55=110 daN /ml.

D'où :

-la charge service (P_s) portée par chaque nervure est :

P_s =427+220=647 daN /ml……..Cas d'un balcon

=427+110=537 daN /ml…….. Autre surface (LL=200 daN /m^2)

-la charge ultime (P_u) :

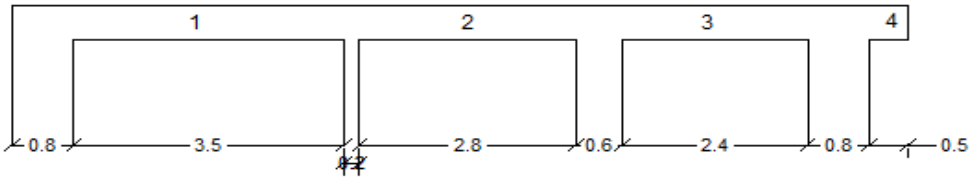
P_u =1.4*427+1.7*220=972 daN /ml……Cas d'un balcon.

=1.4*427+1.7*110=785 daN /ml……Autre surface.

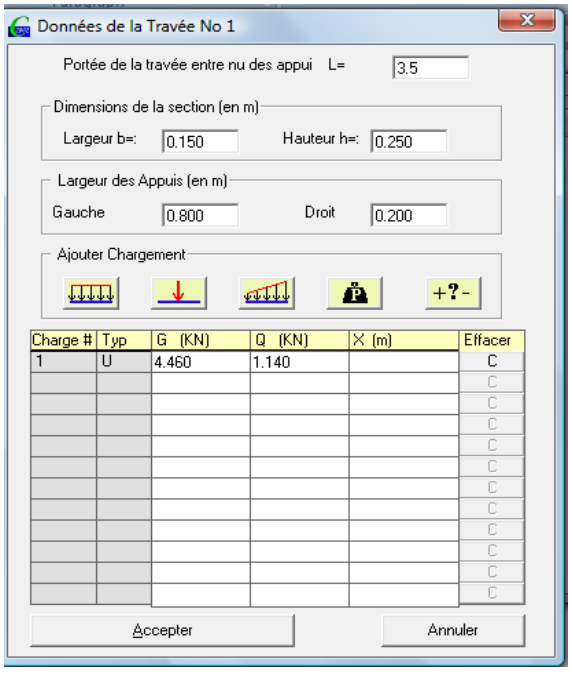
Après obtenir ces charges, les nervures sont calculées à l'aide du logiciel « **Concuter** ».

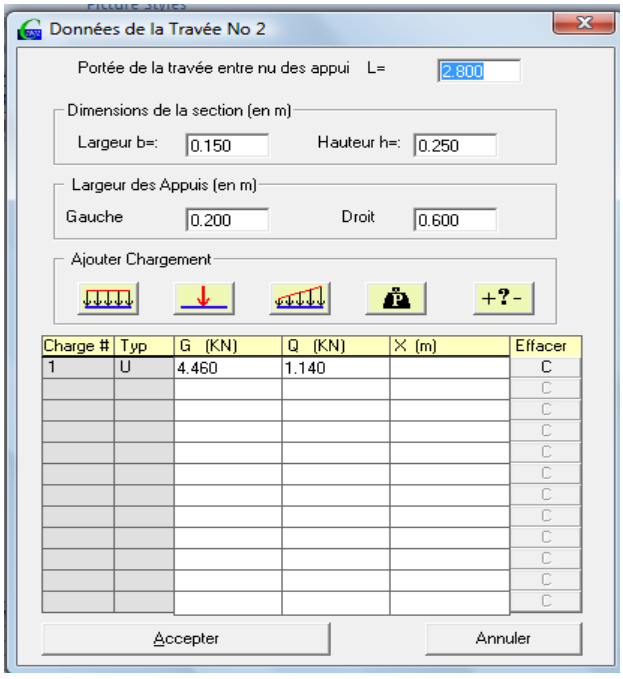
2. <u>Le calcul par « **Concuter** »</u> :

Prenons comme exemple la nervure suivante :

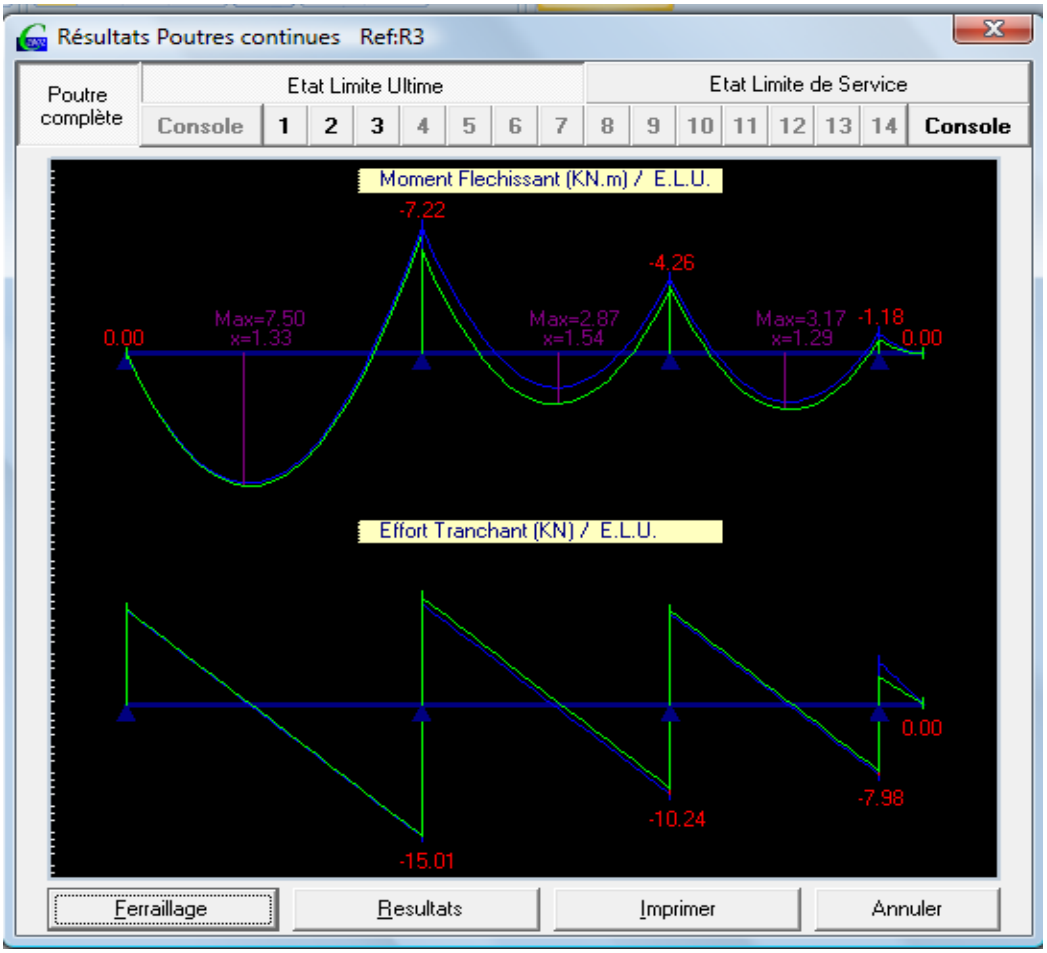


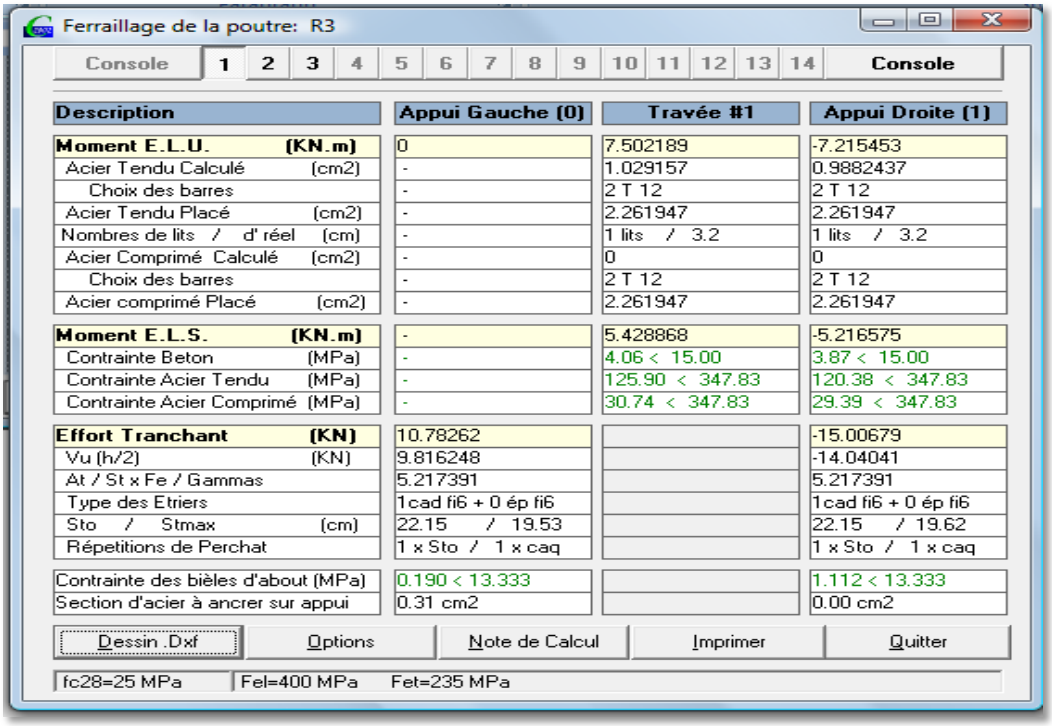
- les charges appliquées sur cette nervure :
  -travées 1,2 ,3 : DL=0.427 T/ml, LL=0.110 T/ml
  -travée 4 : DL=0.427 T/ml, LL=0.220 T/ml


Données de la Travée No 1
Portée de la travée entre nu des appui L= 3.5
Dimensions de la section (en m)
Largeur b= 0.150
Hauteur h= 0.250
Largeur des Appuis (en m)
Gauche 0.800
Droit 0.200
Ajouter Chargement
+?-
Charge # Typ G (KN) Q (KN) X (m) Effacer
1 U 4.460 1.140 C
Accepter
Annuler

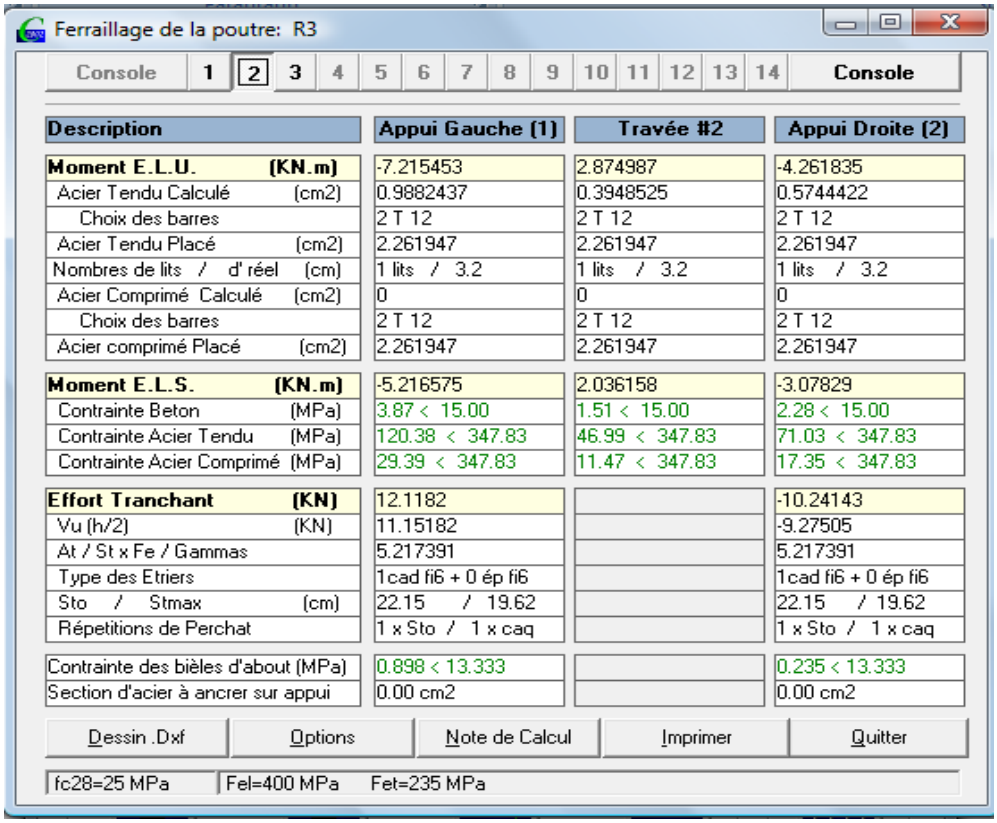

Données de la Travée No 2
Portée de la travée entre nu des appui L= 2.800
Dimensions de la section (en m)
Largeur b= 0.150
Hauteur h= 0.250
Largeur des Appuis (en m)
Gauche 0.200
Droit 0.600
Ajouter Chargement
+?-
Charge # Typ G (KN) Q (KN) X (m) Effacer
1 U 4.460 1.140 C
Accepter
Annuler

On obtient les résultats suivants :





Description		Appui Gauche (0)	Travée #1	Appui Droite (1)
Moment E.L.U.	**(KN.m)**	0	7.502189	-7.215453
Acier Tendu Calculé	(cm2)	-	1.029157	0.9882437
Choix des barres		-	2 T 12	2 T 12
Acier Tendu Placé	(cm2)	-	2.261947	2.261947
Nombres de lits / d' réel	(cm)	-	1 lits / 3.2	1 lits / 3.2
Acier Comprimé Calculé	(cm2)	-	0	0
Choix des barres		-	2 T 12	2 T 12
Acier comprimé Placé	(cm2)	-	2.261947	2.261947
Moment E.L.S.	**(KN.m)**	-	5.428868	-5.216575
Contrainte Beton	(MPa)	-	4.06 < 15.00	3.87 < 15.00
Contrainte Acier Tendu	(MPa)	-	125.90 < 347.83	120.38 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé	(MPa)	-	30.74 < 347.83	29.39 < 347.83
Effort Tranchant	**(KN)**	10.78262		-15.00679
Vu (h/2)	(KN)	9.816248		-14.04041
At / St x Fe / Gammas		5.217391		5.217391
Type des Etriers		1cad fi6 + 0 ép fi6		1cad fi6 + 0 ép fi6
Sto / Stmax	(cm)	22.15 / 19.53		22.15 / 19.62
Répetitions de Perchat		1 x Sto / 1 x caq		1 x Sto / 1 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa)		0.190 < 13.333		1.112 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui		0.31 cm2		0.00 cm2



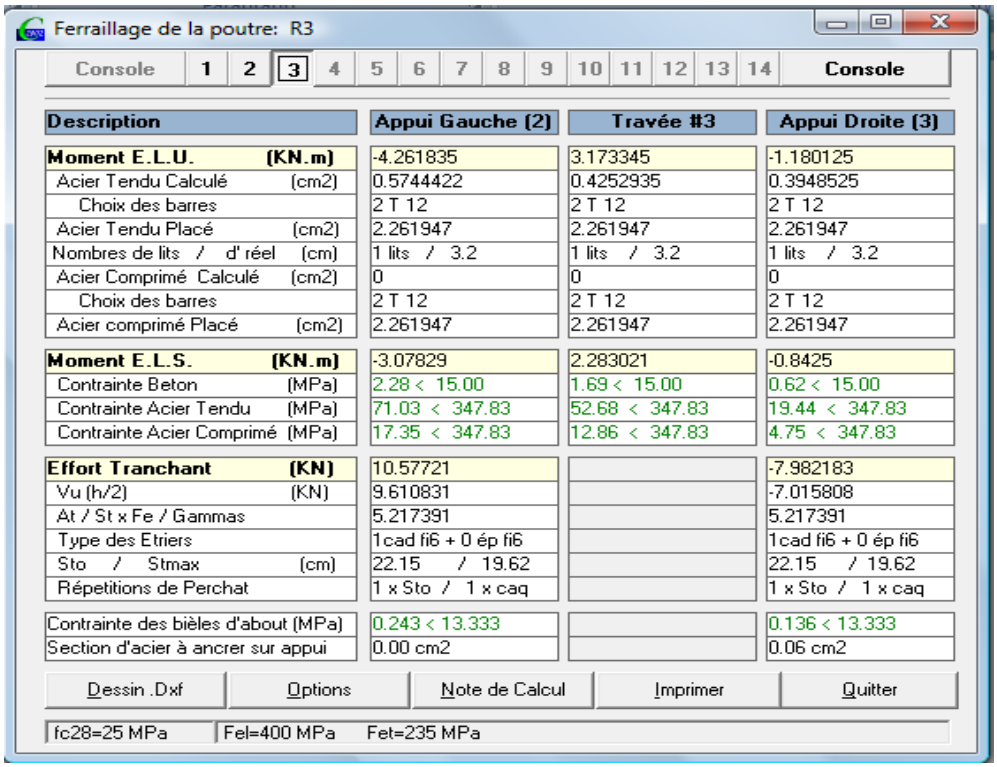
Ferraillage de la poutre: R3

Console | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | Console

Description		Appui Gauche (1)	Travée #2	Appui Droite (2)
Moment E.L.U.	**(KN.m)**	-7.215453	2.874987	-4.261835
Acier Tendu Calculé	(cm2)	0.9882437	0.3948525	0.5744422
Choix des barres		2 T 12	2 T 12	2 T 12
Acier Tendu Placé	(cm2)	2.261947	2.261947	2.261947
Nombres de lits / d' réel	(cm)	1 lits / 3.2	1 lits / 3.2	1 lits / 3.2
Acier Comprimé Calculé	(cm2)	0	0	0
Choix des barres		2 T 12	2 T 12	2 T 12
Acier comprimé Placé	(cm2)	2.261947	2.261947	2.261947
Moment E.L.S.	**(KN.m)**	-5.216575	2.036158	-3.07829
Contrainte Beton	(MPa)	3.87 < 15.00	1.51 < 15.00	2.28 < 15.00
Contrainte Acier Tendu	(MPa)	120.38 < 347.83	46.99 < 347.83	71.03 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé	(MPa)	29.39 < 347.83	11.47 < 347.83	17.35 < 347.83
Effort Tranchant	**(KN)**	12.1182		-10.24143
Vu (h/2)	(KN)	11.15182		-9.27505
At / St x Fe / Gammas		5.217391		5.217391
Type des Etriers		1cad fi6 + 0 ép fi6		1cad fi6 + 0 ép fi6
Sto / Stmax	(cm)	22.15 / 19.62		22.15 / 19.62
Répetitions de Perchat		1 x Sto / 1 x caq		1 x Sto / 1 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa)		0.898 < 13.333		0.235 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui		0.00 cm2		0.00 cm2

Dessin .Dxf | Options | Note de Calcul | Imprimer | Quitter

fc28=25 MPa | Fel=400 MPa | Fet=235 MPa



Ferraillage de la poutre: R3

Console | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | Console

Description		Appui Gauche (2)	Travée #3	Appui Droite (3)
Moment E.L.U.	**(KN.m)**	-4.261835	3.173345	-1.180125
Acier Tendu Calculé	(cm2)	0.5744422	0.4252935	0.3948525
Choix des barres		2 T 12	2 T 12	2 T 12
Acier Tendu Placé	(cm2)	2.261947	2.261947	2.261947
Nombres de lits / d' réel	(cm)	1 lits / 3.2	1 lits / 3.2	1 lits / 3.2
Acier Comprimé Calculé	(cm2)	0	0	0
Choix des barres		2 T 12	2 T 12	2 T 12
Acier comprimé Placé	(cm2)	2.261947	2.261947	2.261947
Moment E.L.S.	**(KN.m)**	-3.07829	2.283021	-0.8425
Contrainte Beton	(MPa)	2.28 < 15.00	1.69 < 15.00	0.62 < 15.00
Contrainte Acier Tendu	(MPa)	71.03 < 347.83	52.68 < 347.83	19.44 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé	(MPa)	17.35 < 347.83	12.86 < 347.83	4.75 < 347.83
Effort Tranchant	**(KN)**	10.57721		-7.982183
Vu (h/2)	(KN)	9.610831		-7.015808
At / St x Fe / Gammas		5.217391		5.217391
Type des Etriers		1cad fi6 + 0 ép fi6		1cad fi6 + 0 ép fi6
Sto / Stmax	(cm)	22.15 / 19.62		22.15 / 19.62
Répetitions de Perchat		1 x Sto / 1 x caq		1 x Sto / 1 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa)		0.243 < 13.333		0.136 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui		0.00 cm2		0.06 cm2

Dessin .Dxf | Options | Note de Calcul | Imprimer | Quitter

fc28=25 MPa | Fel=400 MPa | Fet=235 MPa

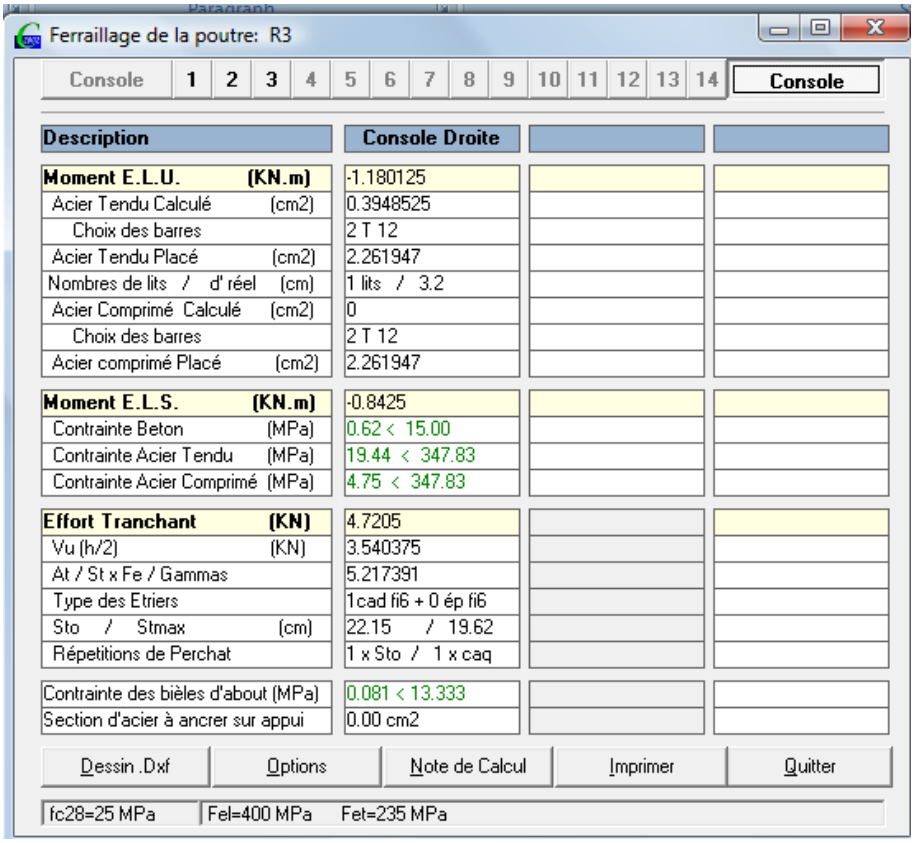

Ferraillage de la poutre: R3
Console 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 Console
Description | Console Droite
Moment E.L.U. (KN.m) | -1.180125
Acier Tendu Calculé (cm2) | 0.3948525
Choix des barres | 2 T 12
Acier Tendu Placé (cm2) | 2.261947
Nombres de lits / d' réel (cm) | 1 lits / 3.2
Acier Comprimé Calculé (cm2) | 0
Choix des barres | 2 T 12
Acier comprimé Placé (cm2) | 2.261947
Moment E.L.S. (KN.m) | -0.8425
Contrainte Beton (MPa) | 0.62 < 15.00
Contrainte Acier Tendu (MPa) | 19.44 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé (MPa) | 4.75 < 347.83
Effort Tranchant (KN) | 4.7205
Vu (h/2) (KN) | 3.540375
At / St x Fe / Gammas | 5.217391
Type des Etriers | 1cad fi6 + 0 ép fi6
Sto / Stmax (cm) | 22.15 / 19.62
Répetitions de Perchat | 1 x Sto / 1 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa) | 0.081 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui | 0.00 cm2
Dessin .Dxf
Options
Note de Calcul
Imprimer
Quitter
fc28=25 MPa
Fel=400 MPa
Fet=235 MPa

Figure 4.5 : les résultats de la nervure obtenus par Concuter

Toutes les nervures sont calculées par la même méthode.
Le ferraillage et la section des dalles corps creux des 2 bâtiments se trouvent dans les plans S114, S117, S212, S216.

IV. Dimensionnement de la dalle pleine « two way solid slab »:

Pour le sous-sol, une dalle pleine « two way solid slab » est utilisée.
Une analyse exacte des forces et des déplacements dans une dalle « two way solid slab » est complexe en raison de sa nature hautement indéterminée, des méthodes numériques tels que des éléments finis peuvent être utilisés pour simplifier et donner une analyse et des résultats précis.
Pour accomplir ce calcul, nous avons utilisé le logiciel « **SAFE 12.3.1** ».
Les dalles étaient déjà présentées en ETABS avec tous les chargements, les combinaisons et les propriétés des matériaux. Ces dalles sont importées avec leurs données en SAFE.

Le premier dimensionnement nous donne les résultats suivants :

a) <u>déflexion</u> :

La déflexion maximale admissible est, selon le code ACI :

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/180^{*}$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{\S}$

Figure 4.6 : la déflexion maximale admissible pour les dalles.

<u>Block I :</u>

a. La déflexion maximale immédiate due au charge d'exploitation « LL » est : l/360=7/360=0.019 m = 19 mm > 7.3 mm qui est la déflexion maximale obtenue comme le montre la figure suivante :

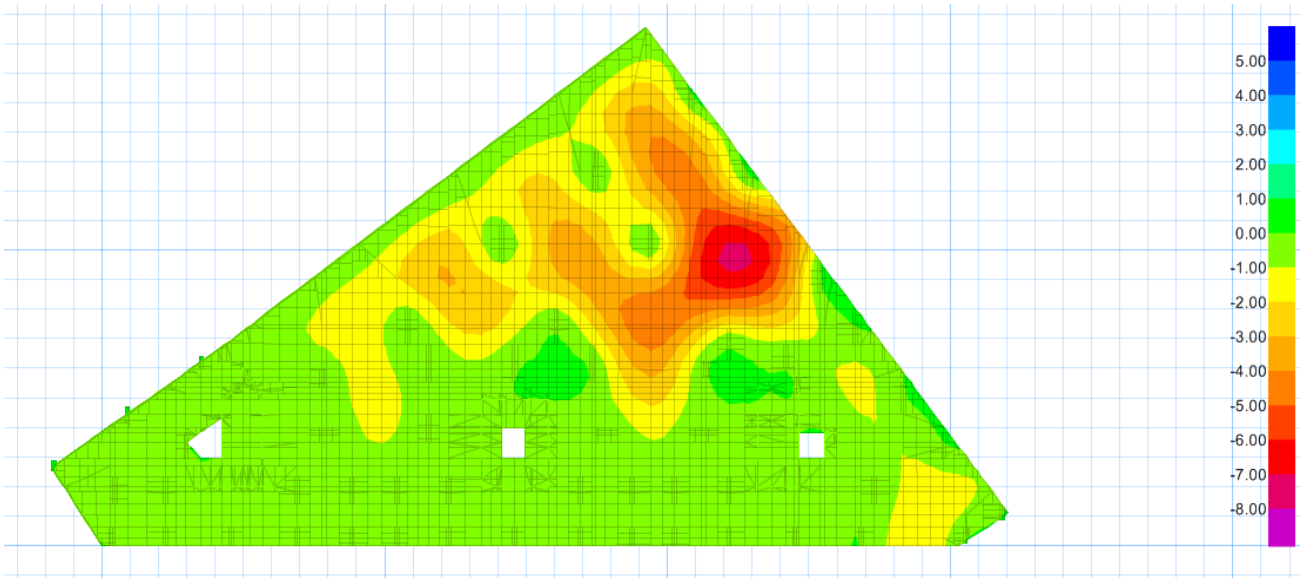


Figure 4.7.a : la déflexion immédiate du block I

b. La déflexion de long terme est celle due à la combinaison service SDSLH =DL+SDL+LL. La limitation de cette déflexion est : l/480

=7/480=0.0146 m = 14.6 mm > 13.7 mm qui est la déflexion maximale obtenue comme le montre la figure suivante :

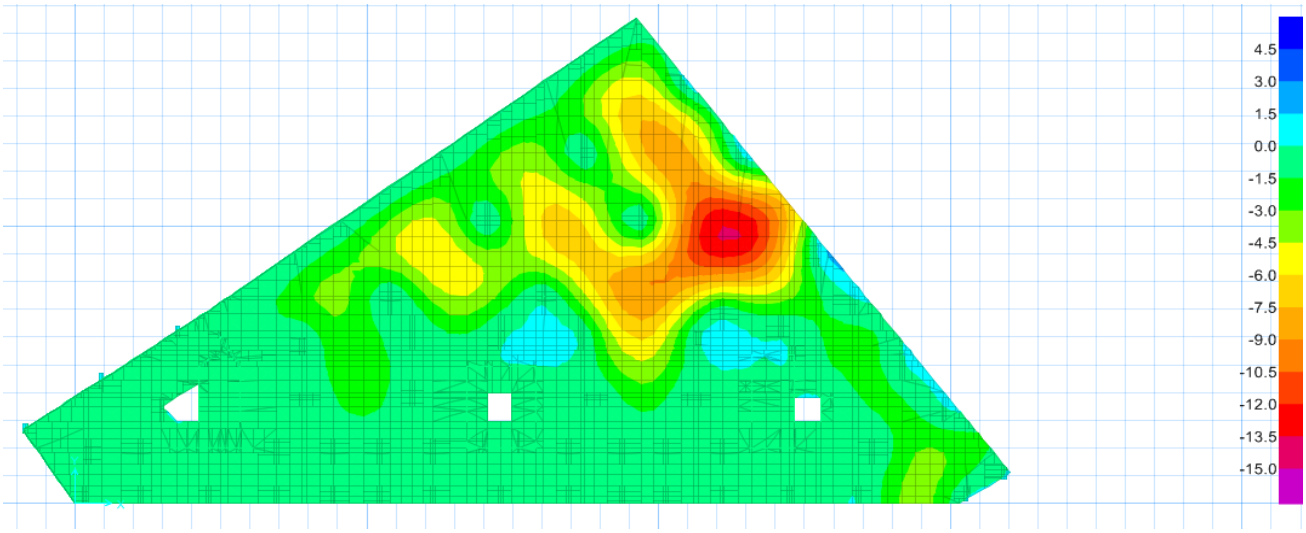


Figure 4.7.b : la déflexion du block I dû à SDSLH

Block III :

a. La déflexion maximale immédiate due à la charge d'exploitation « LL » est : 3.6 mm < 19 mm …… admissible

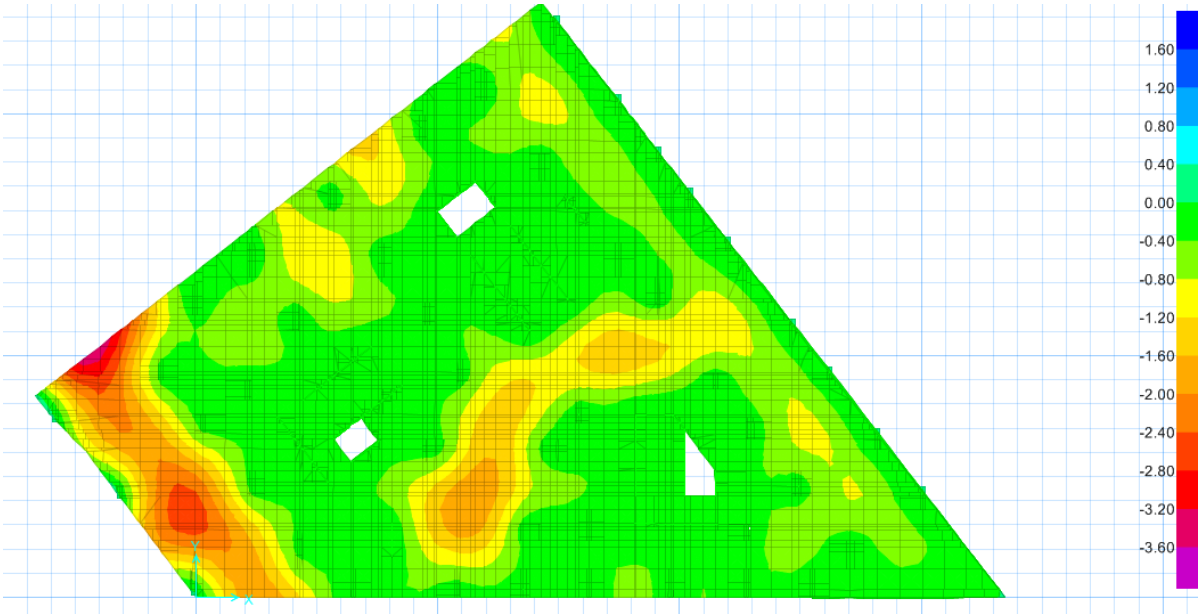


Figure 4.8.a : la déflexion immédiate du block III

b. La déflexion de long terme est celle due à la combinaison service « SDSLH » est : 7.04 mm < 14.6 mm …… admissible

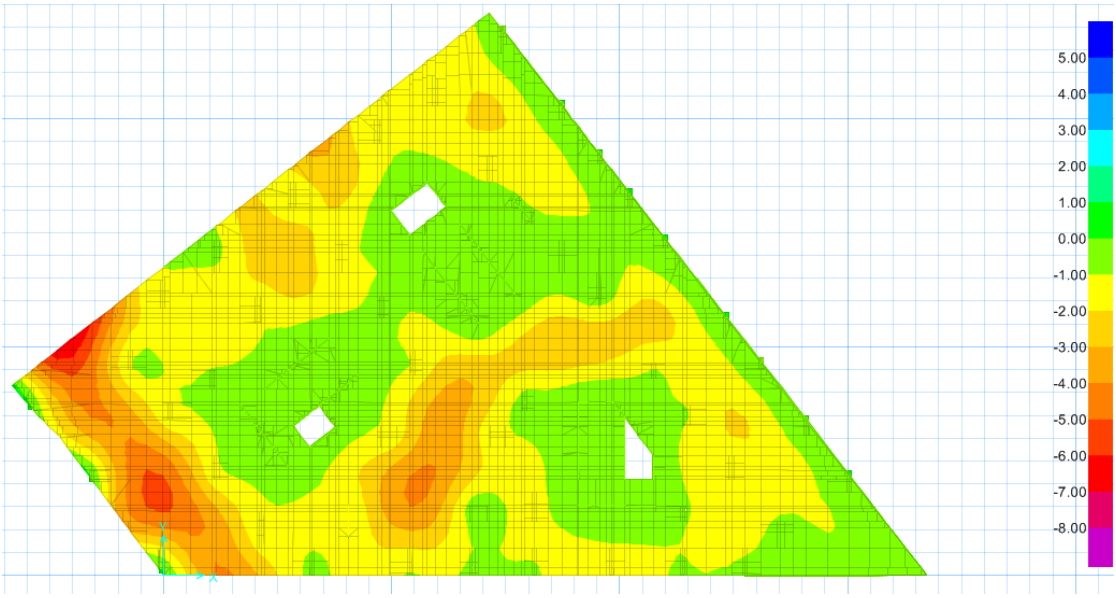


figure 4.8.b : la déflexion dû block III du à SDSLH

b) <u>Poinçonnement « punching shear »</u> :

Le poinçonnement est un type de défaillance de dalles en béton armé soumis à des forces fortes localisées.

Dans les dalles pleines, cela se produit en point de soutiens des poteaux.

L'échec est dû au cisaillement. Tous les essais en laboratoire et les accidents survenus à des structures réelles ont montré que le poinçonnement apparait soudainement et sans avertissement. Il s'agit donc d'un phénomène cassant.

Dans les planchers à corps creux, le poinçonnement ne pose aucun problème grâce aux systèmes de construction utilisés, les poutres en retombée sont suffisantes pour éviter ce type d'échec.

Le rapport de poinçonnement est vérifié sur le logiciel **SAFE,** ce rapport doit être <1.

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes :

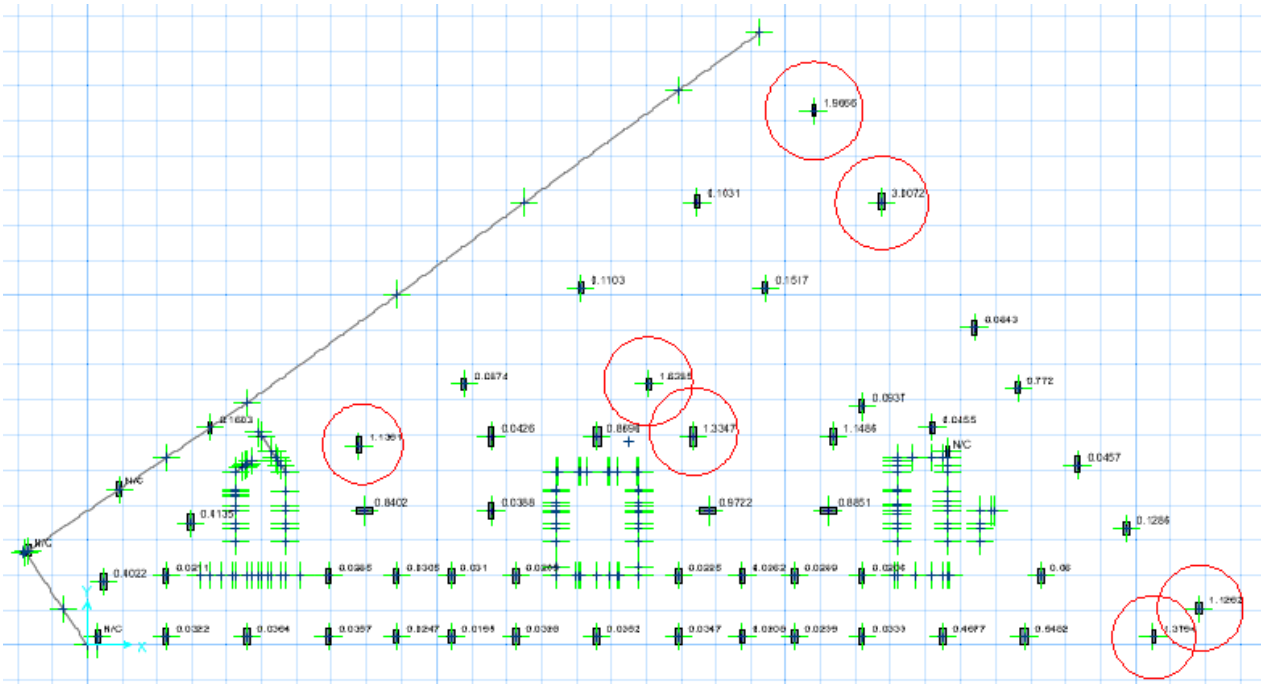


figure 4.9.a : le rapport de poinçonnement (block I)

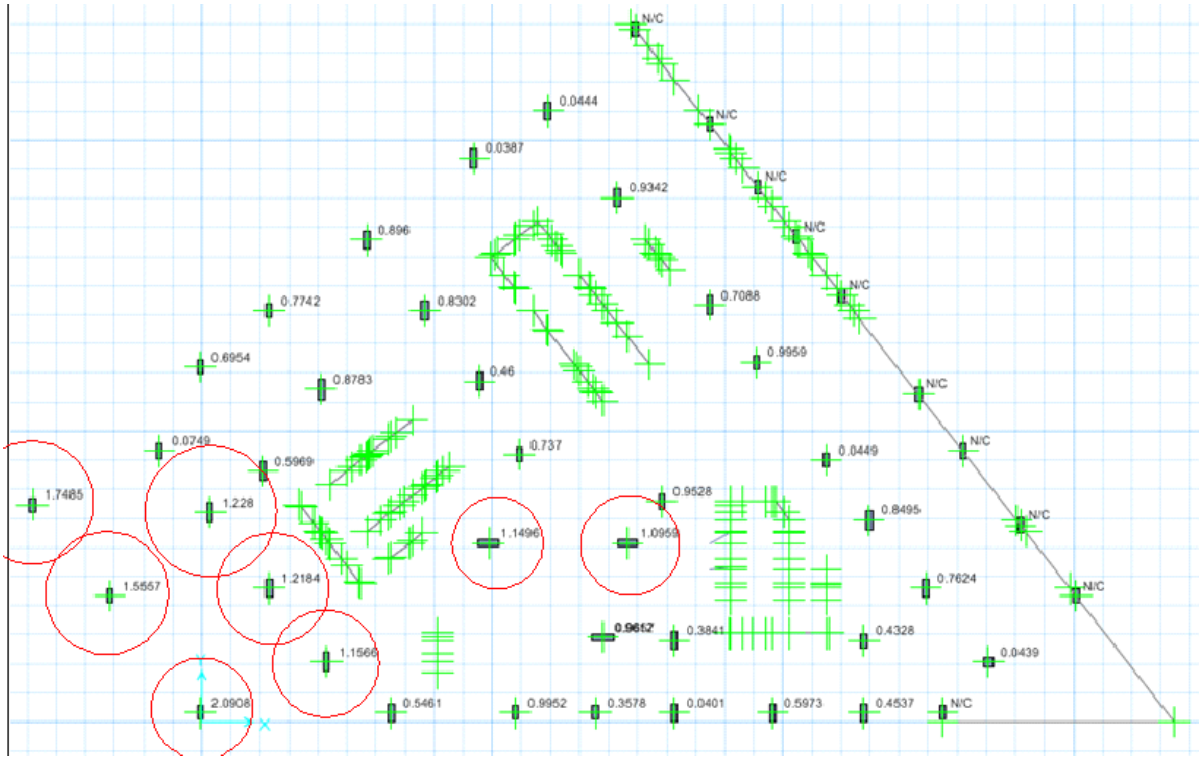


figure 4.9.b : le rapport de poinçonnement (block III)

On remarque que le rapport de poinçonnement est élevé au sein de quelques poteaux. Plusieurs solutions existent pour s'opposer à ce poinçonnement :

A. <u>Adopter le système du plancher champignon</u> « drop panels » au faîte des poteaux pour épaissir la dalle, améliorer radicalement la résistance au poinçonnement et éviter toute défaillance due à une perforation. Ces champignons sont des panneaux surbaissés « drop panels » en béton ayant la même forme du poteau et une épaisseur constante.

-Block I : des champignons d'épaisseur 20 cm sont utilisés autour des poteaux affectés par le poinçonnement. Sauf pour le poteau C51 où l'épaisseur de panneau nécessaire est 40 cm. Suite à cet étape, un nouveau modèle est accompli sur SAFE et les résultats obtenus sont les suivants :

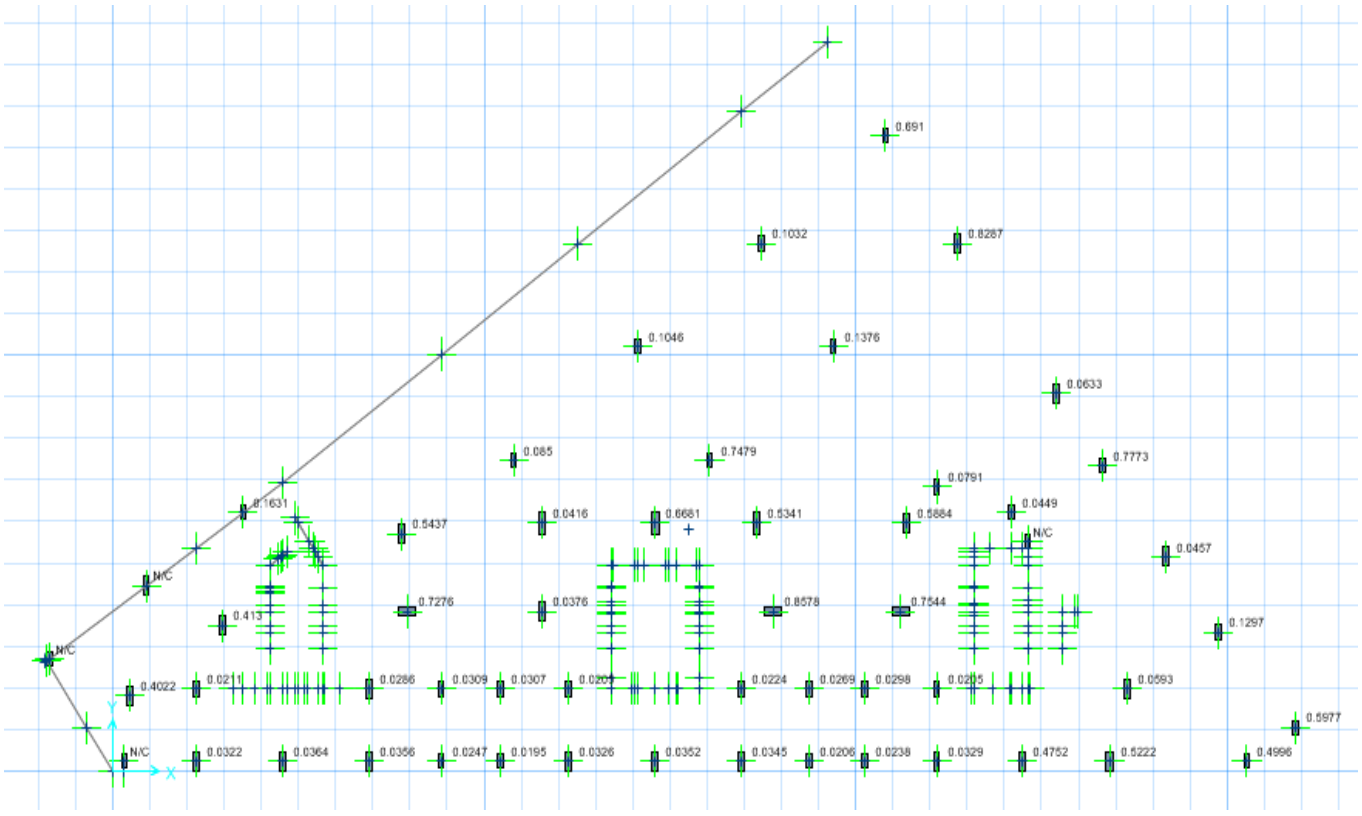


Figure 4.10.a : la correction du rapport du poinçonnement (block I).

-Block III : des champignons d'épaisseur 20 cm sont utilisés autour des poteaux affectés par le poinçonnement. Suite à cet étape, un nouveau modèle est accompli sur SAFE et les résultats obtenus sont les suivants :

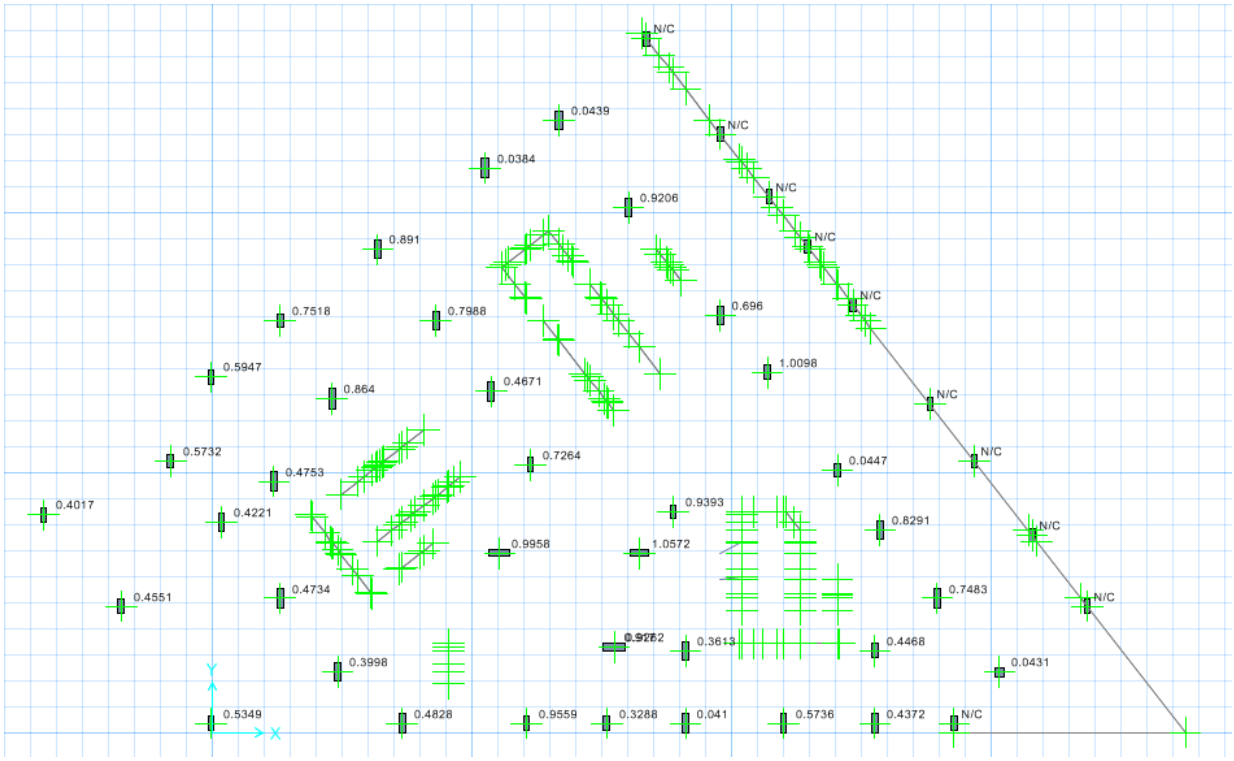
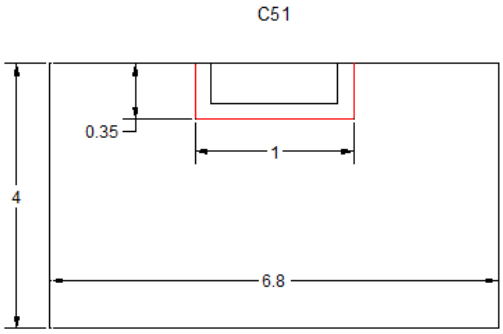


Figure 4.10.b : la correction du rapport du poinçonnement (block III).

Tous les rapports de poinçonnement sont maintenant < 1.
En utilisant les panneaux surbaissés, les valeurs de déflexion maximale deviennent plus petites que celle obtenues avant, d'où elles restent vérifiées.

B.La deuxième solution est accomplie par <u>l'utilisation des armatures transversales « dowels</u> » :
Le calcul de ces armatures est le suivant :
Prenons comme exemple le poteau P51, qui a un rapport de poinçonnement =3.
Ce poteau est soumis à une charge ultime P_u = 699.6 KN.
La pression ultime dans cette zone est : $q_u=P_u/A$ = 25.72 KN/m^2
Avec A : l'aire de la zone du plancher que supporte le poteau
P51=6.8*4=27.2m^2

La zone rouge dans la figure suivante représente la surface soumise au poinçonnement du poteau.



·Le périmètre de cette zone est

$b_0 = b+2a+2d=1.7m$

Tel que :

- a, b : dimensions du poteau = 0.25 et 0.8 respectivement.
- d =h - cover = 25 - 5 = 20 cm.

·$V_u = q_u$ * flexural area= 25.72* (6.8*4 – 1*0.35) =690.58 KN.

·$V_n = \frac{Vu}{\varphi.b0.d}$ = 690.58 / (0.85*1.7*0.2) = 2390 KN/m^2

La valeur de V_n doit être < $4\sqrt{f'c}$

Or $4\sqrt{f'c}$ = 1680 KN/m^2 donc $V_n > 4\sqrt{f'c}$

D'où on a besoin des armatures transversales.

·$4\sqrt{f'c} < V_n < 6\sqrt{f'c}$ alors des armatures transversales doivent être utilisées pour prendre l'excès de stress V_n qui dépasse Vc =$2\sqrt{f'c}$.=838.5 KN/m^2.

·A_v la section d'acier transversale sur chaque coté et s l'espacement de cet acier.

$A_v / s = \frac{(Vn-Vc)*b0}{fy} = \frac{(239-83.85)*1.7}{40000} = 6.58*10^{-3}$ m.

Prenons l'espacement s=20 cm, alors la section d'acier

$A_v = 6.58*10^{-3}*0.2=1.316*10^{-3}$ m^2 =13.16 cm^2.

·Calculons des dimensions de la zone dans laquelle ces armatures doivent être placées :

Il faut que : $V_c = \frac{Vu}{\varphi.b0.d}$ avec $V_c = 2\sqrt{f'c}$.

$V_n = 2\sqrt{f'c}*\phi*b_0*x = 2*\frac{\sqrt{(250*14.223)}}{14.223}*0.85*(1.3+2x)*x*10$

$= \boxed{142.55x^2+92.651x}$

$V_u = q_u$ * flexural area = $\boxed{-51.42x^2 - 33.423x + 694.17}$

→ x= 1.6m

Les dimensions sont : A= 0.25 + d/2 = 1.05 m

B = 0.8+d = 2.4 m

Dans cette zone les armatures transversales sont réparties à distances égales autour des poteaux. Ces armatures sont clairement représentées dans les plans S113, S211.

V. L'acier de la dalle pleine « two way solid slab » :

Cette dalle est aussi calculée en utilisant le logiciel « **SAFE** ».On adopte une maille d'acier de T12@200 mm dans les deux directions pour les deux bâtiments. Les armatures additionnelles sont déterminées pour les deux blocks et dans les deux directions.

Les aciers de ces planchers sont présentés clairement dans les plans S111, S112, S209, S210.

I. Généralités:

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure(par l'intermédiaire des dalles et des poutres) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).
Puisque les poteaux travaillent le plus souvent en compression simple, l'échec d'un poteau dans un endroit critique peut assurer l'effondrement progressif du bâtiment.
Dans ce chapitre, on s'intéresse à déterminer les différentes étapes suivies pour le dimensionnement des poteaux des 2 bâtiments de ce projet. Le calcul des poteaux est divisé en deux parties :

- Pré dimensionnement
- Calcul exacte à l'aide d'un logiciel

II. Pré dimensionnement:

Les étapes de calcul sont :

1. Après avoir examiné les plans architecturaux des deux bâtiments, on vérifie les positions des poteaux.

2. Calcul de la charge due à la cloison :
On a décomposé les zones portées par chaque poteau par la méthode de « Tributary area » comme indiqué dans les figures suivantes :

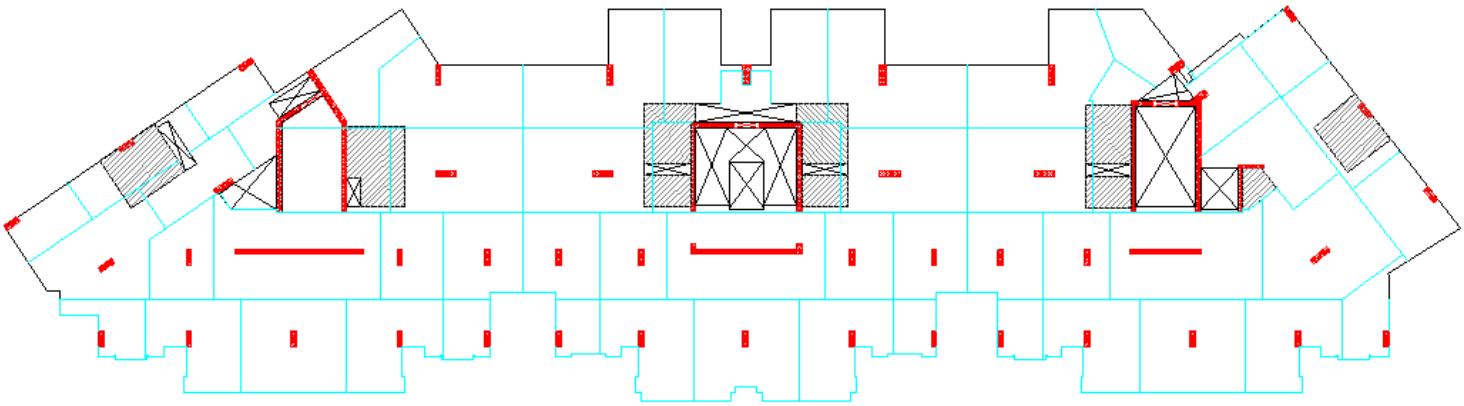


Figure 5.1.a : « Tributary area » des poteaux pour l'étage typique du bâtiment I

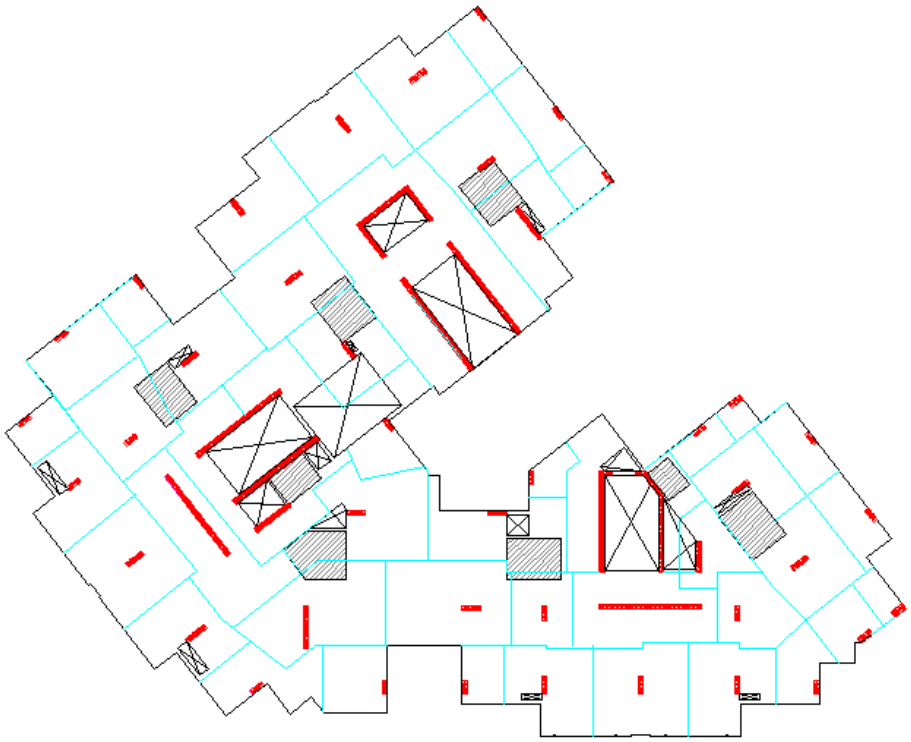


Figure 5.1.b : « Tributary area » des poteaux pour l'étage typique du bâtiment III

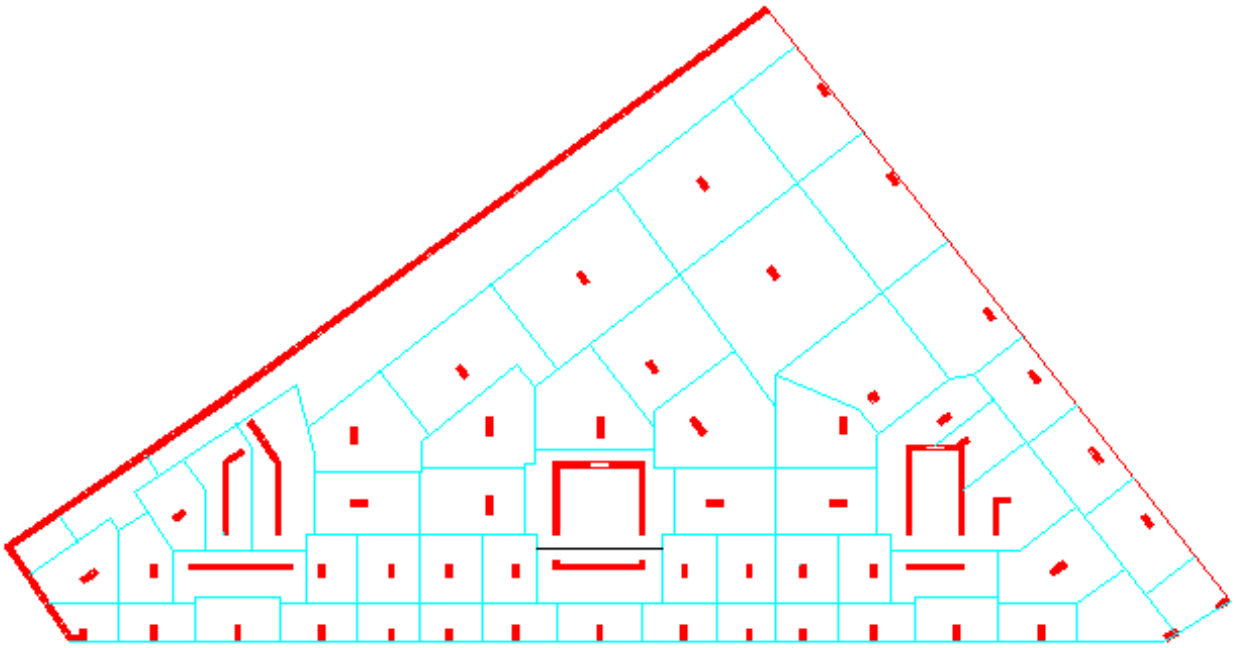


Figure 5.1.c : « Tributary area » des poteaux pour le rez de chaussé du bâtiment I

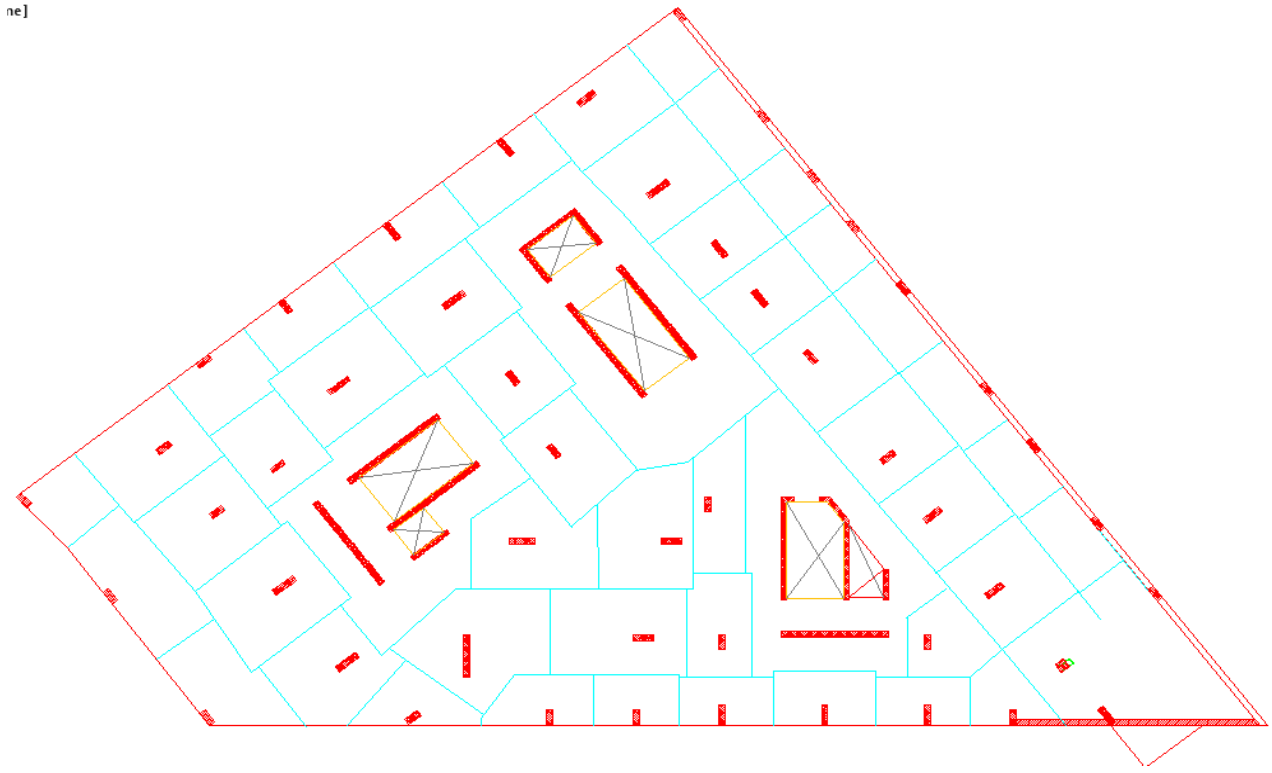


Figure 5.1.d : « Tributary area » des poteaux pour le rez de chaussé du bâtiment III

Dans chaque zone, on mesure :

- la longueur de chaque type de cloison (C12, C15, C20…..)
- l'aire de la partie du plancher soutenue par chaque poteau
- l'aire des balcons soutenus par chaque poteau

D'où la charge due à la cloison sur chaque poteau (en daN)=
L (C12)*850+L (C15)*950+L (C20)*1200+a (A)*375+L (BC12)*200+ L (BC20<3>)*250+L (BC20<5>)*400

Tel que:

-L (C12): la longueur du parapet C12

-L (C15): la longueur du parapet C15

-L (C20): la longueur du parapet C20

-a (A) : l'aire du plancher du W.C

- La charge due à la cloison est divisée pour chaque poteau par l'aire de la surface qu'il soutient. D'où on obtient la cloison (P) sur chaque poteau en daN/m^2. La valeur obtenue est comparée avec 250 daN/m^2.
  - Si P < 250 daN/m^2 …… on utilise P=250daN/m^2
  - Si P > 250 daN/m^2 ……on utilise P obtenue par calcul.
- La charge obtenue par ce calcul est multiplié par :
  - 1.1 : si le poteau est voisin d'un appui de rive.
  - 1.15 : si le poteau est voisin de deux appuis de rive.

3. <u>Calcul des charges ultime et service sur chaque poteau</u> :

A. Pour le premier étage et les étages typiques :

- La charge permanente « DL » en daN =
  (Poids de la dalle (corps creux) + poids du revêtement +P) * l'aire de la dalle soutenue par le poteau.
- La charge d'exploitation « LL » en daN = $200*A_F + 400 * A_B$

B. pour le rez de chaussée

- La charge permanente « DL » en daN =
  (Poids de la dalle (dalle pleine) + poids de revêtement)*l'aire de la dalle soutenue par le poteau.

- La charge d'exploitation « LL » en daN = (1000 daN /m^2)*(A_F +A_B)

Tel que :

- Poids de la dalle corps creux et celle de la dalle pleine comme indiqué dans le chapitre II.
- Poids du revêtement = 200 daN/m^2
- A_F : l'aire de la dalle soutenue par le poteau.
- A_B : l'aire du balcon soutenue par le poteau.

Ensuite on cherche :

- la charge ultime portée par chaque poteau : UL =1.4*DL+1.7*LL.
- La charge service portée par chaque poteau : SL = DL+LL.

Les résultats de ce calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tel que :

- Area (m^2) : l'aire de la zone soutenue par le poteau.
- D.L (daN): charge permanente résultante du poids de la dalle, de revêtements et de la partition
- L.L (daN) : charge d'exploitation
- Area F : l'aire de la dalle soutenue par le poteau (en m^2)
- Area B : l'aire Du balcon soutenue par le poteau (en m^2)
- SL (T) : D.L+L.L en tonnes
- UL (T) : 1.4*D.L+1.7*L.L en tonnes

4. Pré dimensionnement des poteaux :

- $P_n = 0.80 *[0.85*f'c (A_g - A_{st}) + fy*Ast]$
  $\Phi*P_n =0.8*0.7*[0.85* f'c*(a*b - 0.01*a*b) + fy *0.01*a*b]$

Tel que:

- P_n : la charge ultime que peut supporter un poteau avec un pourcentage d'acier de 1%
- a, b : les deux dimensions du poteau.
- A_{st} : l'aire d'acier utilisé, supposant $\rho = 1\%$
- A_g : l'aire de la section

Par cette formule, on peut chercher la capacité de chaque poteau :

Poteau	P_n admissible (T)	Poids propre du poteau(T)
60*25	210	1.2
80*25	280	1.6
80*30	337	1.92
90*30	379	2.16
90*35	442	2.52
100*35	491	2.8

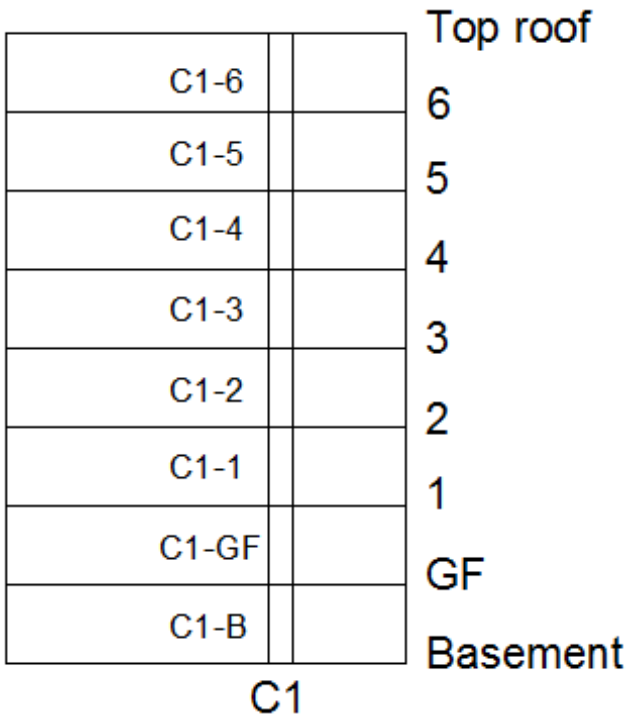
Table 5.1 : la capacité des poteaux

La méthodologie de calcul :

Prenons le poteau C1 comme exemple.

D'après la figure, le poteau C1-6 supporte les charges provenant de la dalle du « top roof », cette charge est P_u=13.72 T < 210 T alors un poteau de 60*25 est suffisant.

Tandis que C1-5 supporte les charges provenant de la dalle du « top roof »+ le poids du poteau C1-6 + les charges provenant de la dalle 6 alors il supporte une charge P_u = 13.72+13.72+1.2*1.4 =29.12 T < 210 T donc la section 60*25 est aussi suffisante et ainsi



de suite jusqu'on arrive à une charge >210T où on change la section.
Cette méthode de calcul nous permet d'obtenir un pré dimensionnement des poteaux soumis à des charges axiales seulement (compression simple). Tandis que, les charges appliquées aux poteaux ne sont pas parfaitement centrées, ce qui conduit à un poteau soumis à un moment en plus du charge verticale (flexion composée). D'où on a besoin d'un logiciel pour arriver à un dimensionnement précis des poteaux prenant aussi en considération les charges sismiques auxquels ils sont soumis.
Les dimensions primaires des poteaux sont présentées dans les tableaux suivants :

III. Calcul définitif (à l'aide d'un logiciel) :

Le dimensionnement des poteaux est accompli à l'aide de « **S-Concrete** » où les charges et les moments, auxquels ils sont soumis, seront importés de l'ETABS. Dans ce qui suit, on va présenter un exemple de calcul, les autres poteaux seront calculés de la même façon.
Prenons comme exemple le poteau C39 du bâtiment I :

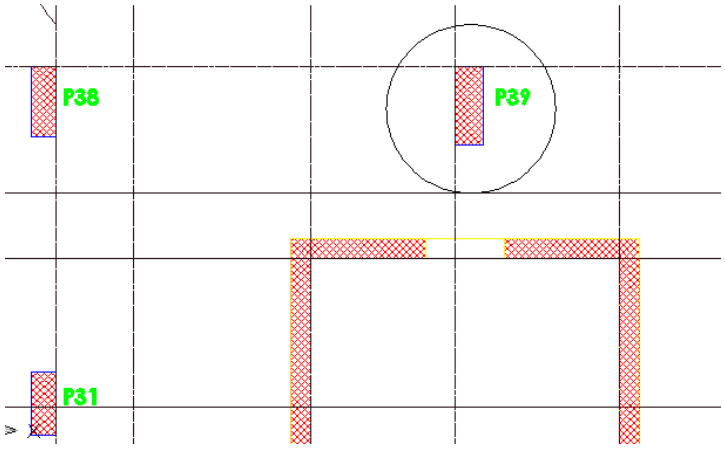


Figure 5.2 : le lieu de P39

i. Entrée des données sur « S-Concrete » :

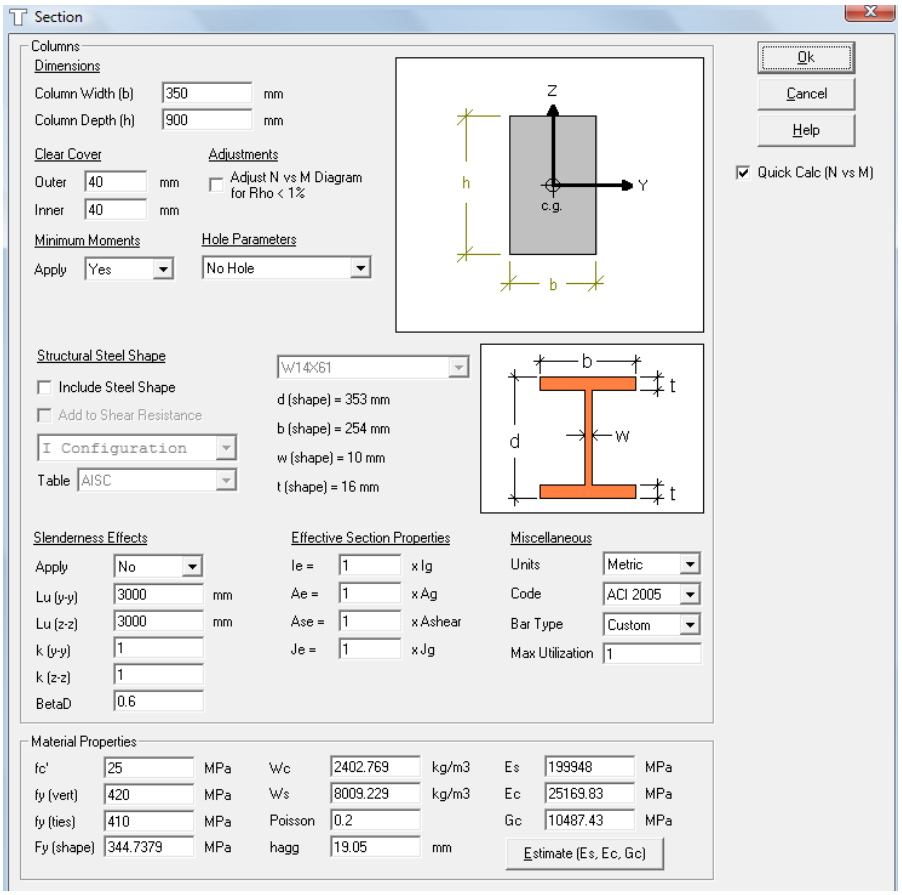


Figure 5.3 : dimensions de poteau P39

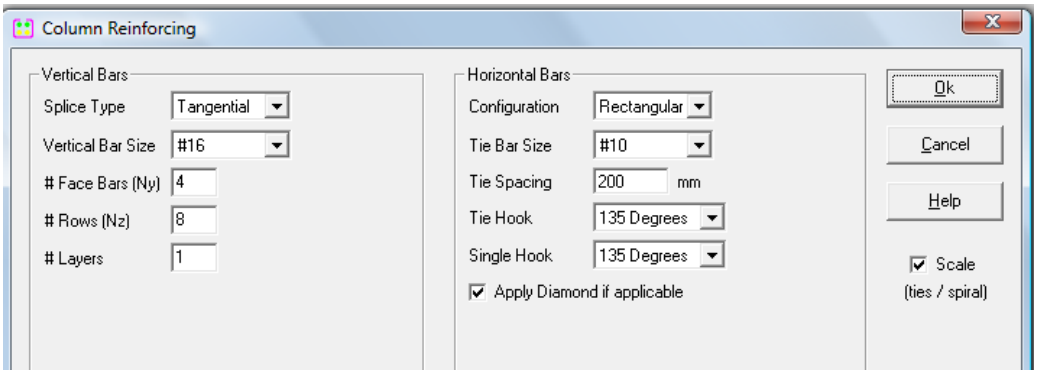
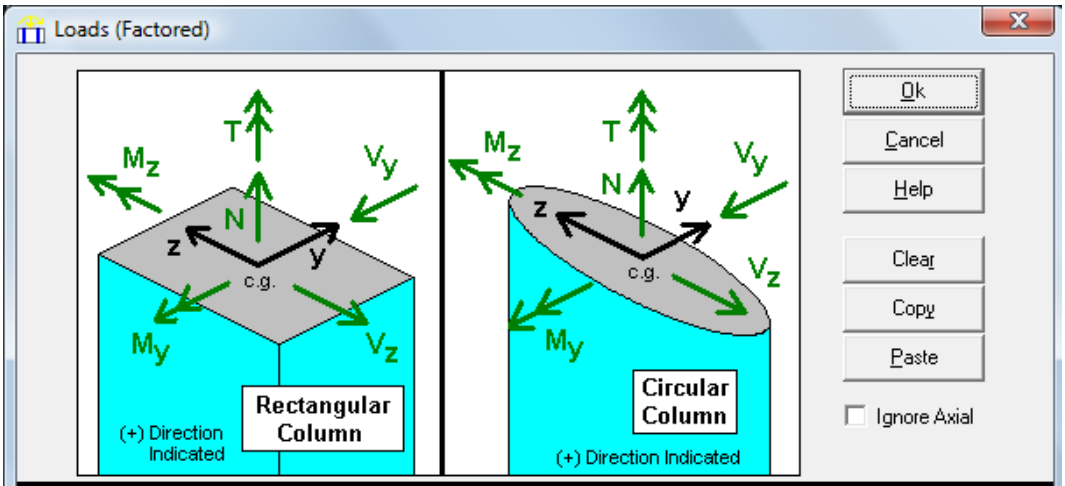


Figure 5.4 : type d'acier utilisé pour P39



No.	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Active Status
1	-3340.41	0	-16.23	-15.068	-0.95	-0.97	
2	-3460.56	0	-34	-33.618	-8.08	-8.26	
3	-2656.78	0.007	-32.6	-53.12901	12.17	0.47	
4	-2656.78	0.007	-32.6	-53.12901	12.17	0.47	
5	-2067.51	-0.008	9.66	31.819	-13.5	-1.842	
6	-2067.51	-0.008	9.66	31.819	-13.5	-1.842	
7	-2667.66	0.002	-18.87	-24.377	3.12	-0.402	
8	-2676.99	-0.002	-7.09	0.268	-4.63	-1.15	
9	-2047.3	0.002	-15.85	-21.579	3.3	-0.222	
10	-2056.63	-0.002	-4.08	3.066	-4.46	-0.97	
11	-2656.78	0.007	-32.6	-53.12901	12.17	0.47	
12	-2656.78	0.007	-32.6	-53.12901	12.17	0.47	
13	-2067.51	-0.008	9.66	31.819	-13.5	-1.842	
14	-2067.51	-0.008	9.66	31.819	-13.5	-1.842	
15	-2667.66	0.002	-18.87	-24.377	3.12	-0.402	
16	-2676.99	-0.002	-7.09	0.268	-4.63	-1.15	
17	-2047.3	0.002	-15.85	-21.579	3.3	-0.222	
18	-2056.63	-0.002	-4.08	3.066	-4.46	-0.97	
19	-2665.77	0.009	-28.86	-44.542	11.44	-0.396	
20	-2665.77	0.009	-28.86	-44.542	11.44	-0.396	
21	-2058.52	-0.009	5.92	23.231	-12.78	-0.975	
22	-2058.52	-0.009	5.92	23.231	-12.78	-0.975	
23	-2670.36	0.002	-17.75	-21.801	2.9	-0.662	
24	-2674.29	-0.003	-8.22	-2.308	-4.42	-0.89	
25	-2050	0.003	-14.73	-19.003	3.08	-0.482	
26	-2053.93	-0.003	-5.2	0.49	-4.24	-0.71	

Figure 5.5 : les charges soutenues par P39

ii.les résultats obtenues :

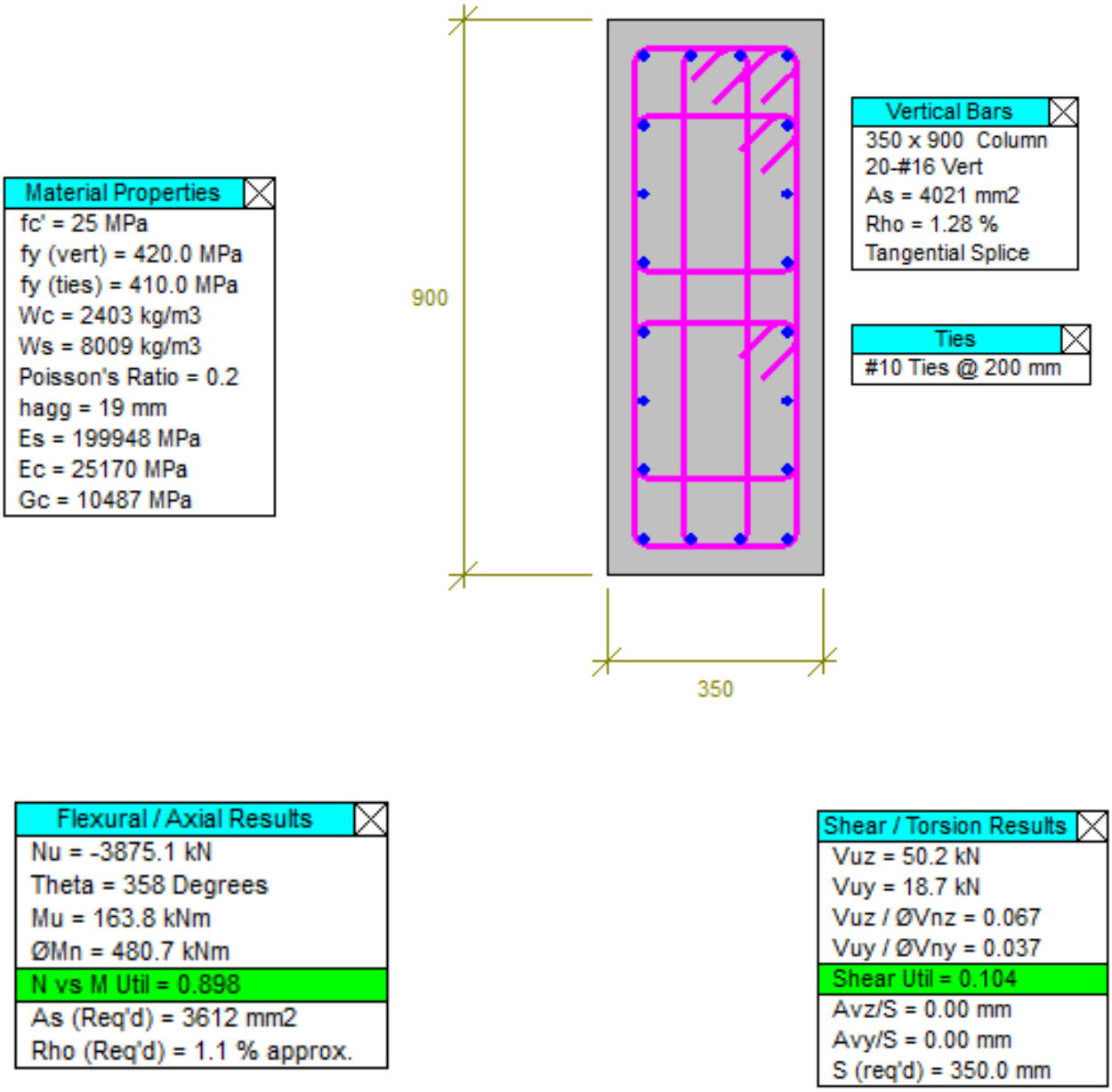


Figure 5.6 : La section et l'acier de P39

S-CONCRETE 7.02	File	Summary	
(c) Softek Services Ltd.	C:\ ... \s-concrete-column\P39 B.SCO	Status	Acceptable
		Maximum	1.000
Section Name	Consultant	V & T Util	0.104
Concrete Section	Racha	N vs M Util	0.898

American Building Standards

ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete"
ACI 318R-05, "Commentary for ACI 318-05"

Design Aids, Manuals, and Handbooks

Notes on ACI 318-02, Portland Cement Association 2002
"ACI Detailing Manual - 1994", ACI Committee 315, American Concrete Institute, 1994
"CRSI Handbook", Concrete Reinforcing Steel Institute, 1992

Section Dimensions

Rectangular Column
b = 350 mm
h = 900 mm

Quantities (approx.)

Concrete = 747 kg/m
Steel = 51 kg/m

Material Properties

fc' = 25 MPa
fy (vert) = 420.0 MPa
fy (ties) = 410.0 MPa
Wc = 2403 kg/m3
Ws = 8009 kg/m3
Poisson's Ratio = 0.2
hagg = 19 mm
Es = 199948 MPa
Ec = 25170 MPa
Gc = 10487 MPa
fr = 3.11 MPa

Gross Properties

Zbar = 0 mm
Ybar = 0 mm
Ag = 315000 mm2
Ig (y-y) = 21263xE6 mm4
Ig (z-z) = 3215.6xE6 mm4
Ashear (Y) = 210000 mm2
Ashear (Z) = 210000 mm2
Jg = 9712.0xE6 mm4

Effective Properties

Ae = 315000 mm2
Ie (y-y) = 21263xE6 mm4
Ie (z-z) = 3215.6xE6 mm4
Ase (Y) = 210000 mm2
Ase (Z) = 210000 mm2
Je = 9712.0xE6 mm4

Vertical Bars

350 x 900 Column
20-#16 Vert
As = 4021 mm2
Rho = 1.28 %
Tangential Splice

Ties

#10 Ties @ 200 mm
Legs (Z-Direction) = 4
Legs (Y-Direction) = 6

Miscellaneous

Clear Cover = 40 mm

Factored Input Loads

Load Case/Combo	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)
1	-3340.4	0.0	-16.2	-15.1	-1.0	-1.0
2	-3460.6	0.0	-34.0	-33.6	-8.1	-8.3
3	-2656.8	0.0	-32.6	-53.1	12.2	0.5
4	-2656.8	0.0	-32.6	-53.1	12.2	0.5
5	-2067.5	0.0	9.7	31.8	-13.5	-1.8
6	-2067.5	0.0	9.7	31.8	-13.5	-1.8
7	-2667.7	0.0	-18.9	-24.4	3.1	-0.4
8	-2677.0	0.0	-7.1	0.3	-4.6	-1.2
9	-2047.3	0.0	-15.9	-21.6	3.3	-0.2
10	-2056.6	0.0	-4.1	3.1	-4.5	-1.0
11	-2656.8	0.0	-32.6	-53.1	12.2	0.5
12	-2656.8	0.0	-32.6	-53.1	12.2	0.5
13	-2067.5	0.0	9.7	31.8	-13.5	-1.8
14	-2067.5	0.0	9.7	31.8	-13.5	-1.8
15	-2667.7	0.0	-18.9	-24.4	3.1	-0.4
16	-2677.0	0.0	-7.1	0.3	-4.6	-1.2
17	-2047.3	0.0	-15.9	-21.6	3.3	-0.2
18	-2056.6	0.0	-4.1	3.1	-4.5	-1.0
19	-2665.8	0.0	-28.9	-44.5	11.4	-0.4
20	-2665.8	0.0	-28.9	-44.5	11.4	-0.4
21	-2058.5	0.0	5.9	23.2	-12.8	-1.0
22	-2058.5	0.0	5.9	23.2	-12.8	-1.0
23	-2670.4	0.0	-17.8	-21.8	2.9	-0.7
24	-2674.3	0.0	-8.2	-2.3	-4.4	-0.9
25	-2050.0	0.0	-14.7	-19.0	3.1	-0.5
26	-2053.9	0.0	-5.2	0.5	-4.2	-0.7
27	-2665.8	0.0	-28.9	-44.5	11.4	-0.4
28	-2665.8	0.0	-28.9	-44.5	11.4	-0.4
29	-2058.5	0.0	5.9	23.2	-12.8	-1.0
30	-2058.5	0.0	5.9	23.2	-12.8	-1.0
31	-2670.4	0.0	-17.8	-21.8	2.9	-0.7
32	-2674.3	0.0	-8.2	-2.3	-4.4	-0.9

33	-2050.0	0.0	-14.7	-19.0	3.1	-0.5
34	-2053.9	0.0	-5.2	0.5	-4.2	-0.7
35	-3854.8	0.0	-50.2	-70.9	6.9	-4.9
36	-3854.8	0.0	-50.2	-70.9	6.9	-4.9
37	-3289.4	0.0	-8.1	13.9	-18.7	-7.2
38	-3289.4	0.0	-8.1	13.9	-18.7	-7.2
39	-3865.7	0.0	-36.5	-42.2	-2.1	-5.7
40	-3875.1	0.0	-24.7	-17.5	-9.9	-6.5
41	-3269.2	0.0	-33.6	-39.5	-1.9	-5.6
42	-3278.6	0.0	-21.8	-14.8	-9.7	-6.3
43	-3854.8	0.0	-50.2	-70.9	6.9	-4.9
44	-3854.8	0.0	-50.2	-70.9	6.9	-4.9
45	-3289.4	0.0	-8.1	13.9	-18.7	-7.2
46	-3289.4	0.0	-8.1	13.9	-18.7	-7.2
47	-3865.7	0.0	-36.5	-42.2	-2.1	-5.7
48	-3875.1	0.0	-24.7	-17.5	-9.9	-6.5
49	-3269.2	0.0	-33.6	-39.5	-1.9	-5.6
50	-3278.6	0.0	-21.8	-14.8	-9.7	-6.3
51	-3863.8	0.0	-46.5	-62.3	6.2	-5.7
52	-3863.8	0.0	-46.5	-62.3	6.2	-5.7
53	-3280.4	0.0	-11.8	5.3	-18.0	-6.3
54	-3280.4	0.0	-11.8	5.3	-18.0	-6.3
55	-3868.4	0.0	-35.4	-39.6	-2.3	-6.0
56	-3872.4	0.0	-25.9	-20.1	-9.6	-6.2
57	-3271.9	0.0	-32.5	-36.9	-2.2	-5.8
58	-3275.9	0.0	-23.0	-17.4	-9.5	-6.1
59	-3863.8	0.0	-46.5	-62.3	6.2	-5.7
60	-3863.8	0.0	-46.5	-62.3	6.2	-5.7
61	-3280.4	0.0	-11.8	5.3	-18.0	-6.3
62	-3280.4	0.0	-11.8	5.3	-18.0	-6.3
63	-3868.4	0.0	-35.4	-39.6	-2.3	-6.0
64	-3872.4	0.0	-25.9	-20.1	-9.6	-6.2
65	-3271.9	0.0	-32.5	-36.9	-2.2	-5.8
66	-3275.9	0.0	-23.0	-17.4	-9.5	-6.1
67	-2047.3	0.0	9.7	31.8	12.2	0.5
68	-3875.1	0.0	-50.2	-70.9	-18.7	-8.3

Factored Design Loads (with Minimum Moments)

Load Case/Combo	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Mres (kNm)	Theta
1	-16.2	-141.1	-1.0	-1.0	141.1	360°
2	-34.0	-146.2	-8.1	-8.3	146.4	357°
3	-32.6	-112.2	12.2	0.5	112.2	0°
4	-32.6	-112.2	12.2	0.5	112.2	0°
5	9.7	87.3	-13.5	-1.8	87.4	181°
6	9.7	87.3	-13.5	-1.8	87.4	181°
7	-18.9	-112.7	3.1	-0.4	112.7	360°
8	-7.1	0.3	-4.6	-68.9	68.9	270°
9	-15.9	-86.5	3.3	-0.2	86.5	360°
10	-4.1	86.9	-4.5	-1.0	86.9	181°
11	-32.6	-112.2	12.2	0.5	112.2	0°
12	-32.6	-112.2	12.2	0.5	112.2	0°
13	9.7	87.3	-13.5	-1.8	87.4	181°
14	9.7	87.3	-13.5	-1.8	87.4	181°
15	-18.9	-112.7	3.1	-0.4	112.7	360°
16	-7.1	0.3	-4.6	-68.9	68.9	270°
17	-15.9	-86.5	3.3	-0.2	86.5	360°
18	-4.1	86.9	-4.5	-1.0	86.9	181°
19	-28.9	-112.6	11.4	-0.4	112.6	360°
20	-28.9	-112.6	11.4	-0.4	112.6	360°
21	5.9	87.0	-12.8	-1.0	87.0	181°
22	5.9	87.0	-12.8	-1.0	87.0	181°
23	-17.8	-112.8	2.9	-0.7	112.8	360°
24	-8.2	-113.0	-4.4	-0.9	113.0	360°
25	-14.7	-86.6	3.1	-0.5	86.6	360°
26	-5.2	0.5	-4.2	-52.9	52.9	269°
27	-28.9	-112.6	11.4	-0.4	112.6	360°
28	-28.9	-112.6	11.4	-0.4	112.6	360°
29	5.9	87.0	-12.8	-1.0	87.0	181°
30	5.9	87.0	-12.8	-1.0	87.0	181°
31	-17.8	-112.8	2.9	-0.7	112.8	360°
32	-8.2	-113.0	-4.4	-0.9	113.0	360°

33	-14.7	-86.6	3.1	-0.5	86.6	360°
34	-5.2	0.5	-4.2	-52.9	52.9	269°
35	-50.2	-162.8	6.9	-4.9	162.9	358°
36	-50.2	-162.8	6.9	-4.9	162.9	358°
37	-8.1	138.9	-18.7	-7.2	139.1	183°
38	-8.1	138.9	-18.7	-7.2	139.1	183°
39	-36.5	-163.3	-2.1	-5.7	163.4	358°
40	-24.7	-163.7	-9.9	-6.5	163.8	358°
41	-33.6	-138.1	-1.9	-5.6	138.2	358°
42	-21.8	-138.5	-9.7	-6.3	138.6	357°
43	-50.2	-162.8	6.9	-4.9	162.9	358°
44	-50.2	-162.8	6.9	-4.9	162.9	358°
45	-8.1	138.9	-18.7	-7.2	139.1	183°
46	-8.1	138.9	-18.7	-7.2	139.1	183°
47	-36.5	-163.3	-2.1	-5.7	163.4	358°
48	-24.7	-163.7	-9.9	-6.5	163.8	358°
49	-33.6	-138.1	-1.9	-5.6	138.2	358°
50	-21.8	-138.5	-9.7	-6.3	138.6	357°
51	-46.5	-163.2	6.2	-5.7	163.3	358°
52	-46.5	-163.2	6.2	-5.7	163.3	358°
53	-11.8	5.3	-18.0	-84.4	84.6	266°
54	-11.8	5.3	-18.0	-84.4	84.6	266°
55	-35.4	-163.4	-2.3	-6.0	163.5	358°
56	-25.9	-163.6	-9.6	-6.2	163.7	358°
57	-32.5	-138.2	-2.2	-5.8	138.3	358°
58	-23.0	-138.4	-9.5	-6.1	138.5	357°
59	-46.5	-163.2	6.2	-5.7	163.3	358°
60	-46.5	-163.2	6.2	-5.7	163.3	358°
61	-11.8	5.3	-18.0	-84.4	84.6	266°
62	-11.8	5.3	-18.0	-84.4	84.6	266°
63	-35.4	-163.4	-2.3	-6.0	163.5	358°
64	-25.9	-163.6	-9.6	-6.2	163.7	358°
65	-32.5	-138.2	-2.2	-5.8	138.3	358°
66	-23.0	-138.4	-9.5	-6.1	138.5	357°
67	9.7	86.5	12.2	0.5	86.5	180°
68	-50.2	-163.7	-18.7	-8.3	163.9	357°

N vs M Results		Axial Utilization	Moment Utilization	
GLC	#40	Nu = -3875.1 kN	Mu = 163.8 kNm	Mn = 1058.8 kNr
Status	Acceptable	ØNn (max) = -4314.6 kN	ØMn = 480.7 kNm	Mp = 1098.9 kNr
Utilization	0.898	Utilization = 0.898	Utilization = 0.341	
Maximum	1.000			
Theta	358°			

Shear and Torsion Utilization		Shear Z-Direction	Shear Y-Direction	Torsion
GLC	68	bw = 350 mm	bw = 900 mm	ØTcr = 143.3 kNm
Nu	-3875.1 kN	d = 842 mm	d = 280 mm	Tu = 0.0 kNm < 0.25 ØTcr
Vuz / ØVnz	0.067	Av = 314 mm2	Av = 471 mm2	Ignore Torsional Effects
Vuy / ØVny	0.037	Lambda = 1.00	Lambda = 1.00	
Status	Acceptable	Mu (y-y) = -163.7 kNm	Mu (z-z) = -8.3 kNm	
Utilization	0.104	Vuz = 50.2 kN	Vuy = 18.7 kN	
Maximum	1.000	ØVsz = 406.7 kN	ØVsy = 202.9 kN	
		ØVcz = 347.3 kN	ØVcy = 296.9 kN	
		ØVnz = 754.0 kN	ØVny = 499.8 kN	

Tie Spacing for Shear/Torsion		Maximum Shear Stress	
Spacing	200.0 mm	Stress	0.186 MPa
Maximum	350.0 mm	Maximum	3.669 MPa
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Tie Spacing		Tie Diameter	
S	200 mm	Diam.	10.0 mm
S (max)	256 mm	Diam. (min)	9.5 mm
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Vertical Steel Area		Status	As/Ag
As	4021 mm2		1.28 %
As (min)	3150 mm2	Acceptable	1.00 %
As (max)	12600 mm2	Acceptable	4.00 %

Vertical Bar Splice Type	
Tangential Splice	
Status	Acceptable

Vertical Bar Spacing	
Ny	4 Specified
Ny (max)	4.3 Allowed
Nz	8 Specified
Nz (max)	12.2 Allowed
Status	Acceptable

Vertical Bar Diameter	
db (vert)	16.0 mm
db (min)	15.9 mm
Status	Acceptable

Minimum Number of Vertical Bars	
#Bars	20 Specified
#Bars	4 Required
Status	Acceptable

Vertical Reinforcing	
fy (min)	275.8 MPa
fy (vert)	420.0 MPa
fy (max)	551.6 MPa
Status	Acceptable

Horizontal Reinforcing	
fy (min)	275.8 MPa
fy (horz)	410.0 MPa
fy (max)	413.7 MPa
Status	Acceptable

Concrete Strength	
fc' (min)	17.2 MPa
fc'	25.0 MPa
fc' (max)	68.9 MPa
Status	Acceptable

Concrete Density	
Wc (min)	1441.7 kg/m3
Wc	2402.8 kg/m3
Wc (max)	2482.9 kg/m3
Status	Acceptable

Custom Reinforcing Bars British Alternate Bars

Index	Bar Designation	Diameter (mm)	Area (mm2)
1	#6	6.0	28.27
2	#8	8.0	50.27
3	#10	10.0	78.54
4	#12	12.0	113.1
5	#14	14.0	153.94
6	#16	16.0	201.06
7	#20	20.0	314.16
8	#25	25.0	490.87
9	#32	32.0	804.25
10	#40	40.0	1256.64
11	#50	50.0	1963.5

List of Messages

No Messages...

Concrete Section
350 mm x 900 mm Column
20-#16 Vert
Ag = 315000 mm2
As = 4021 mm
Rho = 1.28 %
fc' = 25 MPa
fy (vert) = 420.0 MPa

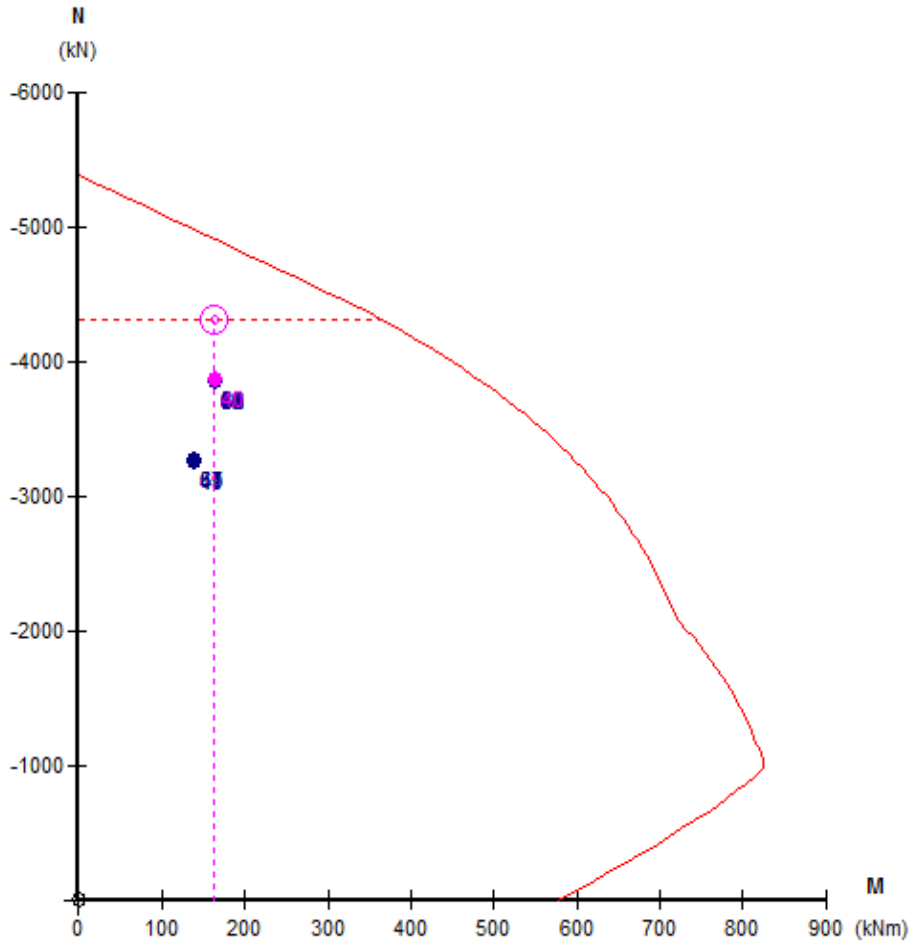


Figure 5.7 : N vs M diagram de P39

Prenons un autre exemple, le poteau C19 du bâtiment III :

i.Entrée des données sur « S-concrete » :

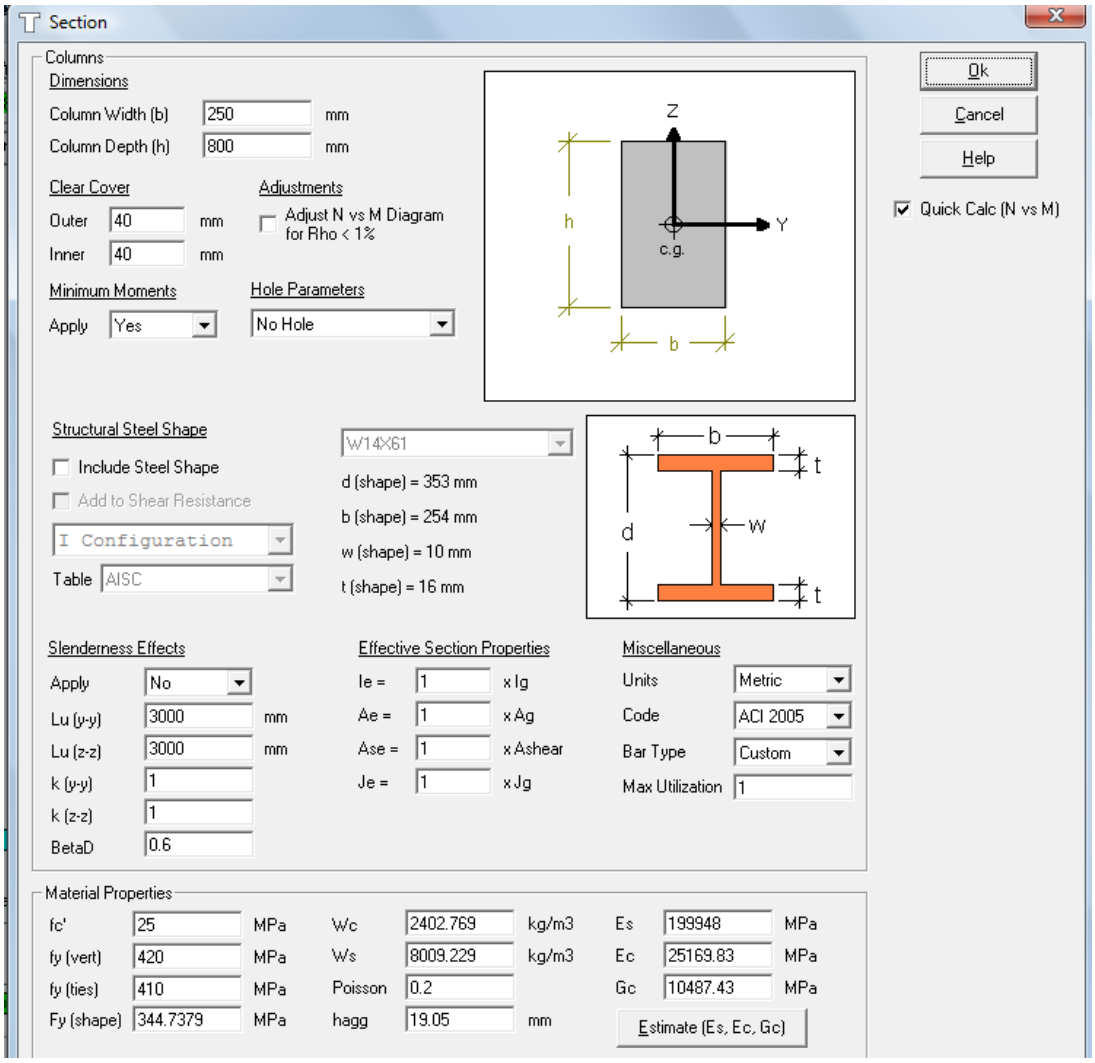


Figure 5.8 : dimensions de poteau P19

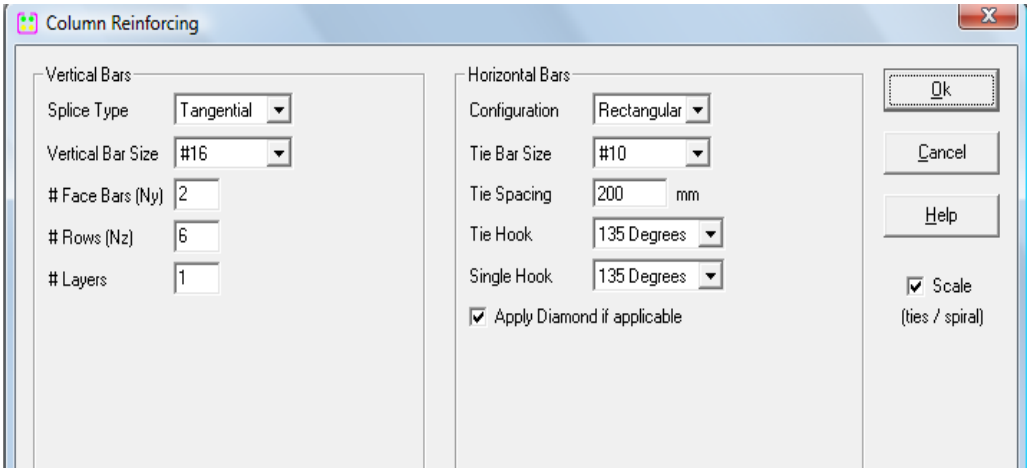
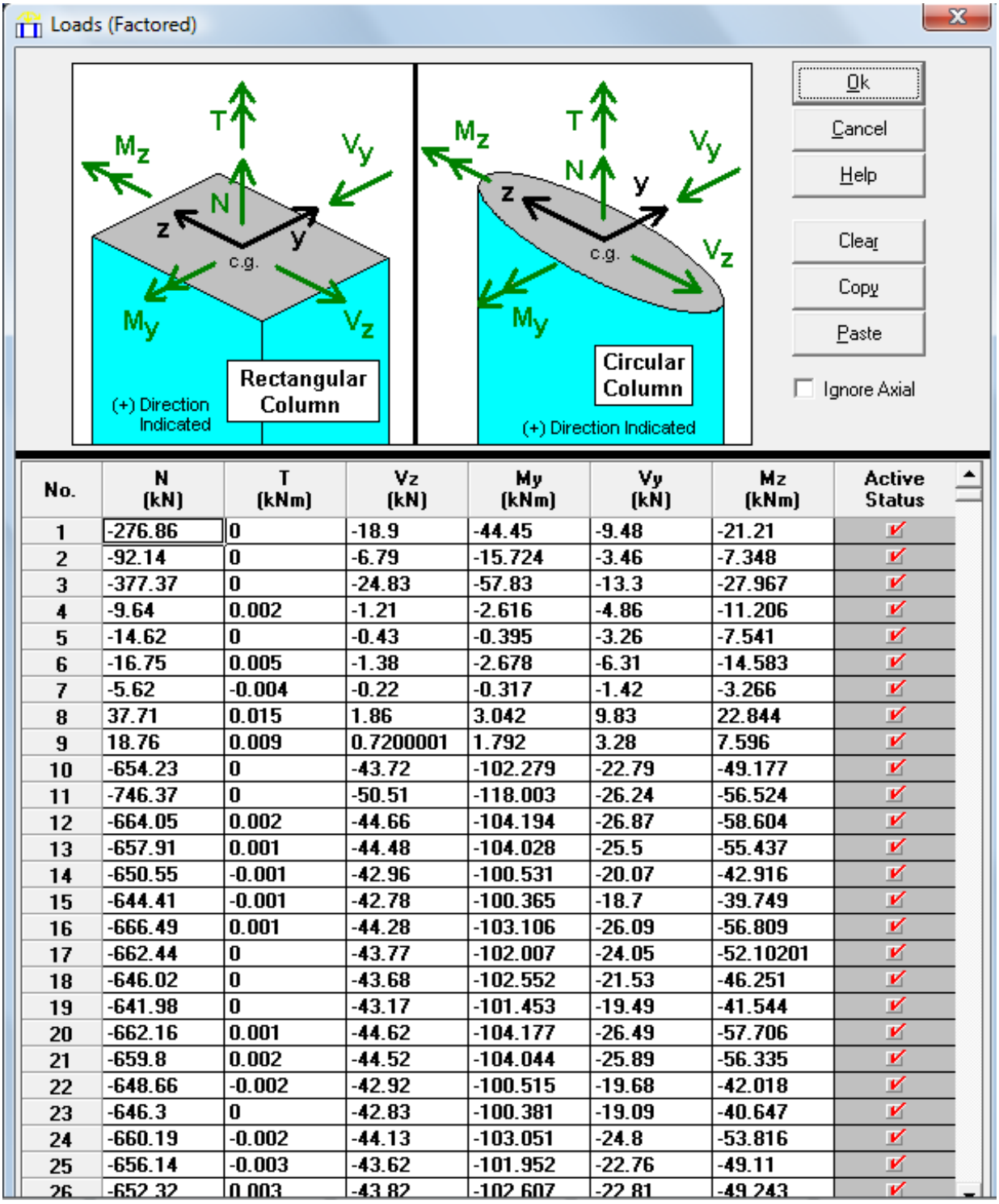


Figure 5.9: type d'acier utilisé pour P19



No.	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Active Status
1	-276.86	0	-18.9	-44.45	-9.48	-21.21	☑
2	-92.14	0	-6.79	-15.724	-3.46	-7.348	☑
3	-377.37	0	-24.83	-57.83	-13.3	-27.967	☑
4	-9.64	0.002	-1.21	-2.616	-4.86	-11.206	☑
5	-14.62	0	-0.43	-0.395	-3.26	-7.541	☑
6	-16.75	0.005	-1.38	-2.678	-6.31	-14.583	☑
7	-5.62	-0.004	-0.22	-0.317	-1.42	-3.266	☑
8	37.71	0.015	1.86	3.042	9.83	22.844	☑
9	18.76	0.009	0.7200001	1.792	3.28	7.596	☑
10	-654.23	0	-43.72	-102.279	-22.79	-49.177	☑
11	-746.37	0	-50.51	-118.003	-26.24	-56.524	☑
12	-664.05	0.002	-44.66	-104.194	-26.87	-58.604	☑
13	-657.91	0.001	-44.48	-104.028	-25.5	-55.437	☑
14	-650.55	-0.001	-42.96	-100.531	-20.07	-42.916	☑
15	-644.41	-0.001	-42.78	-100.365	-18.7	-39.749	☑
16	-666.49	0.001	-44.28	-103.106	-26.09	-56.809	☑
17	-662.44	0	-43.77	-102.007	-24.05	-52.10201	☑
18	-646.02	0	-43.68	-102.552	-21.53	-46.251	☑
19	-641.98	0	-43.17	-101.453	-19.49	-41.544	☑
20	-662.16	0.001	-44.62	-104.177	-26.49	-57.706	☑
21	-659.8	0.002	-44.52	-104.044	-25.89	-56.335	☑
22	-648.66	-0.002	-42.92	-100.515	-19.68	-42.018	☑
23	-646.3	0	-42.83	-100.381	-19.09	-40.647	☑
24	-660.19	-0.002	-44.13	-103.051	-24.8	-53.816	☑
25	-656.14	-0.003	-43.62	-101.952	-22.76	-49.11	☑
26	-652.32	0.003	-43.82	-102.607	-22.81	-49.243	☑

Figure 5.10 : les charges soutenues par P19

ii.Les résultats obtenues :

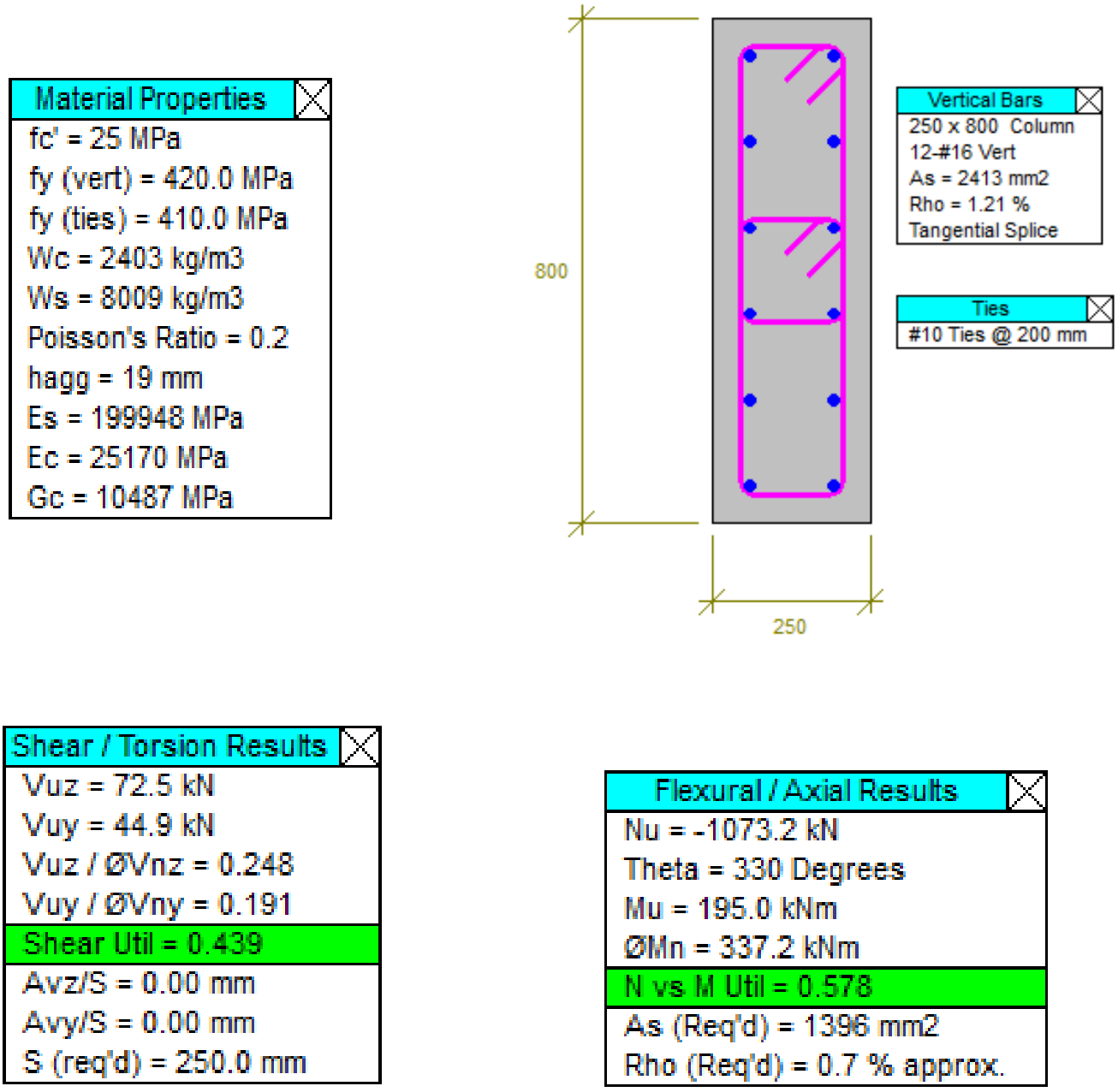


Figure 5.11 : la section et l'acier de P19

S-CONCRETE 7.02	File	Summary	
(c) Softek Services Ltd.	C:\ ... sers\CSC\Desktop\P19 1st.SCO	Status	Acceptable
		Maximum	1.000
Section Name	Consultant	V & T Util	0.439
Concrete Section	Racha	N vs M Util	0.578

American Building Standards

ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete"

ACI 318R-05, "Commentary for ACI 318-05"

Design Aids, Manuals, and Handbooks

Notes on ACI 318-02, Portland Cement Association 2002

"ACI Detailing Manual - 1994", ACI Committee 315, American Concrete Institute, 1994

"CRSI Handbook", Concrete Reinforcing Steel Institute, 1992

Section Dimensions	Material Properties	Gross Properties	Effective Properties
Rectangular Column	fc' = 25 MPa	Zbar = 0 mm	Ae = 200000 mm2
b = 250 mm	fy (vert) = 420.0 MPa	Ybar = 0 mm	Ie (y-y) = 10667xE6 mm4
h = 800 mm	fy (ties) = 410.0 MPa	Ag = 200000 mm2	Ie (z-z) = 1041.7xE6 mm4
	Wc = 2403 kg/m3	Ig (y-y) = 10667xE6 mm4	Ase (Y) = 133333 mm2
	Ws = 8009 kg/m3	Ig (z-z) = 1041.7xE6 mm4	Ase (Z) = 133333 mm2
	Poisson's Ratio = 0.2	Ashear (Y) = 133333 mm2	Je = 3346.1xE6 mm4
	hagg = 19 mm	Ashear (Z) = 133333 mm2	
	Es = 199948 MPa	Jg = 3346.1xE6 mm4	
Quantities (approx.)	Ec = 25170 MPa		
Concrete = 475 kg/m	Gc = 10487 MPa		
Steel = 27 kg/m	fr = 3.11 MPa		

Vertical Bars	Ties	Miscellaneous
250 x 800 Column	#10 Ties @ 200 mm	Clear Cover = 40 mm
12-#16 Vert	# Legs (Z-Direction) = 2	
As = 2413 mm2	# Legs (Y-Direction) = 4	
Rho = 1.21 %		
Tangential Splice		

Factored Input Loads

Load Case/Combo	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)
1	-276.9	0.0	-18.9	-44.5	-9.5	-21.2
2	-92.1	0.0	-6.8	-15.7	-3.5	-7.3
3	-377.4	0.0	-24.8	-57.8	-13.3	-28.0
4	-9.6	0.0	-1.2	-2.6	-4.9	-11.2
5	-14.6	0.0	-0.4	-0.4	-3.3	-7.5
6	-16.8	0.0	-1.4	-2.7	-6.3	-14.6
7	-5.6	0.0	-0.2	-0.3	-1.4	-3.3
8	37.7	0.0	1.9	3.0	9.8	22.8
9	18.8	0.0	0.7	1.8	3.3	7.6
10	-654.2	0.0	-43.7	-102.3	-22.8	-49.2
11	-746.4	0.0	-50.5	-118.0	-26.2	-56.5
12	-664.1	0.0	-44.7	-104.2	-26.9	-58.6
13	-657.9	0.0	-44.5	-104.0	-25.5	-55.4
14	-650.6	0.0	-43.0	-100.5	-20.1	-42.9
15	-644.4	0.0	-42.8	-100.4	-18.7	-39.7
16	-666.5	0.0	-44.3	-103.1	-26.1	-56.8
17	-662.4	0.0	-43.8	-102.0	-24.1	-52.1
18	-646.0	0.0	-43.7	-102.6	-21.5	-46.3
19	-642.0	0.0	-43.2	-101.5	-19.5	-41.5
20	-662.2	0.0	-44.6	-104.2	-26.5	-57.7
21	-659.8	0.0	-44.5	-104.0	-25.9	-56.3
22	-648.7	0.0	-42.9	-100.5	-19.7	-42.0
23	-646.3	0.0	-42.8	-100.4	-19.1	-40.6
24	-660.2	0.0	-44.1	-103.1	-24.8	-53.8
25	-656.1	0.0	-43.6	-102.0	-22.8	-49.1
26	-652.3	0.0	-43.8	-102.6	-22.8	-49.2
27	-648.3	0.0	-43.3	-101.5	-20.8	-44.5
28	-669.0	0.0	-44.8	-104.2	-27.9	-61.0
29	-662.9	0.0	-44.6	-104.1	-26.5	-57.8
30	-645.6	0.0	-42.9	-100.5	-19.1	-40.6
31	-639.4	0.0	-42.7	-100.3	-17.7	-37.4
32	-668.0	0.0	-44.3	-103.1	-26.4	-57.5

33	-660.9	0.0	-43.7	-102.0	-23.7	-51.4
34	-647.5	0.0	-43.7	-102.6	-21.8	-47.0
35	-640.5	0.0	-43.1	-101.4	-19.2	-40.8
36	-667.1	0.0	-44.7	-104.2	-27.5	-60.1
37	-664.8	0.0	-44.6	-104.1	-26.9	-58.7
38	-643.7	0.0	-42.8	-100.5	-18.7	-39.7
39	-641.3	0.0	-42.7	-100.3	-18.1	-38.3
40	-661.7	0.0	-44.2	-103.1	-25.1	-54.5
41	-653.8	0.0	-43.9	-102.6	-23.1	-50.0
42	-654.7	0.0	-43.6	-101.9	-22.5	-48.4
43	-646.8	0.0	-43.3	-101.5	-20.5	-43.8
44	-598.6	0.0	-40.3	-94.0	-24.6	-53.7
45	-592.5	0.0	-40.1	-93.8	-23.2	-50.5
46	-585.1	0.0	-38.6	-90.3	-17.8	-38.0
47	-579.0	0.0	-38.4	-90.1	-16.4	-34.8
48	-601.1	0.0	-39.9	-92.9	-23.8	-51.9
49	-597.0	0.0	-39.4	-91.8	-21.8	-47.2
50	-580.6	0.0	-39.3	-92.3	-19.3	-41.3
51	-576.6	0.0	-38.8	-91.2	-17.2	-36.6
52	-596.7	0.0	-40.2	-93.9	-24.2	-52.8
53	-594.4	0.0	-40.2	-93.8	-23.6	-51.4
54	-583.2	0.0	-38.6	-90.3	-17.4	-37.1
55	-580.9	0.0	-38.5	-90.2	-16.8	-35.7
56	-594.8	0.0	-39.8	-92.8	-22.5	-48.9
57	-590.7	0.0	-39.3	-91.7	-20.5	-44.2
58	-586.9	0.0	-39.5	-92.4	-20.5	-44.3
59	-582.9	0.0	-38.9	-91.3	-18.5	-39.6
60	-603.6	0.0	-40.4	-94.0	-25.6	-56.1
61	-597.5	0.0	-40.2	-93.8	-24.2	-52.9
62	-580.2	0.0	-38.5	-90.3	-16.8	-35.6
63	-574.0	0.0	-38.3	-90.1	-15.4	-32.5
64	-602.6	0.0	-39.9	-92.9	-24.1	-52.6
65	-595.5	0.0	-39.4	-91.8	-21.5	-46.5
66	-582.1	0.0	-39.3	-92.3	-19.6	-42.0
67	-575.1	0.0	-38.8	-91.2	-16.9	-35.9
68	-601.7	0.0	-40.4	-94.0	-25.2	-55.2

69	-599.4	0.0	-40.3	-93.9	-24.6	-53.8
70	-578.3	0.0	-38.4	-90.2	-16.4	-34.7
71	-575.9	0.0	-38.3	-90.1	-15.8	-33.4
72	-596.3	0.0	-39.8	-92.8	-22.8	-49.6
73	-589.2	0.0	-39.2	-91.7	-20.2	-43.5
74	-588.4	0.0	-39.5	-92.4	-20.8	-45.0
75	-581.4	0.0	-38.9	-91.3	-18.2	-38.9
76	-730.8	0.0	-49.5	-115.5	-28.5	-61.9
77	-726.2	0.0	-49.4	-115.4	-27.5	-59.5
78	-720.5	0.0	-48.2	-112.7	-23.3	-49.9
79	-715.8	0.0	-48.1	-112.6	-22.3	-47.5
80	-732.7	0.0	-49.2	-114.7	-27.9	-60.5
81	-729.6	0.0	-48.9	-113.9	-26.4	-56.9
82	-717.0	0.0	-48.8	-114.3	-24.4	-52.4
83	-714.0	0.0	-48.4	-113.4	-22.9	-48.9
84	-729.4	0.0	-49.5	-115.5	-28.2	-61.2
85	-727.6	0.0	-49.4	-115.4	-27.8	-60.2
86	-719.1	0.0	-48.2	-112.7	-23.0	-49.2
87	-717.3	0.0	-48.1	-112.6	-22.6	-48.2
88	-727.9	0.0	-49.1	-114.7	-26.9	-58.2
89	-724.8	0.0	-48.7	-113.8	-25.4	-54.6
90	-721.9	0.0	-48.9	-114.3	-25.4	-54.7
91	-718.8	0.0	-48.5	-113.5	-23.8	-51.1
92	-734.7	0.0	-49.6	-115.6	-29.3	-63.7
93	-730.0	0.0	-49.5	-115.4	-28.2	-61.3
94	-716.7	0.0	-48.1	-112.7	-22.5	-48.1
95	-712.0	0.0	-48.0	-112.6	-21.5	-45.7
96	-733.9	0.0	-49.3	-114.7	-28.1	-61.1
97	-728.5	0.0	-48.8	-113.9	-26.1	-56.4
98	-718.2	0.0	-48.8	-114.3	-24.6	-53.0
99	-712.8	0.0	-48.4	-113.4	-22.6	-48.3
100	-733.2	0.0	-49.6	-115.6	-29.0	-63.0
101	-731.4	0.0	-49.5	-115.5	-28.5	-62.0
102	-715.3	0.0	-48.1	-112.7	-22.2	-47.4
103	-713.5	0.0	-48.0	-112.6	-21.8	-46.3
104	-729.0	0.0	-49.2	-114.7	-27.2	-58.8

105	-723.7	0.0	-48.7	-113.8	-25.1	-54.1
106	-723.0	0.0	-48.9	-114.3	-25.6	-55.3
107	-717.6	0.0	-48.5	-113.5	-23.6	-50.6
108	-915.9	0.0	-61.2	-143.2	-31.9	-68.8
109	-932.5	0.0	-63.3	-147.9	-32.9	-70.8
110	-748.2	0.0	-50.4	-117.6	-31.9	-69.9
111	-738.5	0.0	-50.2	-117.3	-29.8	-64.9
112	-556.9	0.0	-36.4	-85.2	-15.3	-32.5
113	-547.2	0.0	-36.1	-85.0	-13.2	-27.5
114	-752.0	0.0	-49.8	-115.9	-30.7	-67.1
115	-745.6	0.0	-49.0	-114.1	-27.5	-59.7
116	-549.7	0.0	-37.5	-88.4	-17.6	-37.7
117	-543.4	0.0	-36.7	-86.7	-14.4	-30.3
118	-745.2	0.0	-50.4	-117.5	-31.3	-68.5
119	-741.5	0.0	-50.2	-117.3	-30.4	-66.3
120	-553.9	0.0	-36.3	-85.2	-14.7	-31.0
121	-550.2	0.0	-36.2	-85.0	-13.8	-28.9
122	-742.1	0.0	-49.6	-115.8	-28.7	-62.4
123	-735.7	0.0	-48.8	-114.0	-25.5	-55.0
124	-559.6	0.0	-37.8	-88.5	-19.6	-42.4
125	-553.3	0.0	-37.0	-86.7	-16.4	-35.0
126	-756.0	0.0	-50.6	-117.6	-33.5	-73.6
127	-746.3	0.0	-50.3	-117.4	-31.4	-68.6
128	-549.0	0.0	-36.2	-85.1	-13.7	-28.7
129	-539.4	0.0	-35.9	-84.9	-11.6	-23.8
130	-754.3	0.0	-49.9	-115.9	-31.2	-68.2
131	-743.3	0.0	-49.0	-114.1	-27.0	-58.6
132	-552.1	0.0	-37.6	-88.4	-18.1	-38.8
133	-541.0	0.0	-36.7	-86.6	-13.9	-29.2
134	-753.0	0.0	-50.6	-117.6	-32.9	-72.2
135	-749.3	0.0	-50.4	-117.4	-32.0	-70.0
136	-546.1	0.0	-36.2	-85.1	-13.1	-27.3
137	-542.4	0.0	-36.0	-84.9	-12.2	-25.2
138	-744.5	0.0	-49.7	-115.8	-29.2	-63.5
139	-733.4	0.0	-48.8	-114.0	-25.0	-53.9
140	-562.0	0.0	-37.8	-88.5	-20.1	-43.5
141	-550.9	0.0	-36.9	-86.7	-16.0	-33.9
142	-1065.4	0.0	-72.3	-168.6	-43.3	-94.2

143	-1055.8	0.0	-72.1	-168.3	-41.1	-89.2
144	-880.7	0.0	-58.7	-137.3	-26.9	-57.3
145	-871.0	0.0	-58.5	-137.0	-24.7	-52.3
146	-1069.3	0.0	-71.7	-166.9	-42.0	-91.4
147	-1062.9	0.0	-70.9	-165.2	-38.8	-84.0
148	-873.5	0.0	-59.9	-140.5	-29.2	-62.5
149	-867.2	0.0	-59.1	-138.7	-26.0	-55.1
150	-1062.5	0.0	-72.3	-168.6	-42.7	-92.8
151	-1058.7	0.0	-72.1	-168.4	-41.7	-90.6
152	-877.7	0.0	-58.7	-137.3	-26.3	-55.8
153	-874.0	0.0	-58.5	-137.0	-25.3	-53.7
154	-1059.4	0.0	-71.5	-166.8	-40.0	-86.7
155	-1053.0	0.0	-70.7	-165.1	-36.8	-79.3
156	-883.4	0.0	-60.1	-140.5	-31.2	-67.2
157	-877.1	0.0	-59.3	-138.8	-28.0	-59.8
158	-1073.2	0.0	-72.5	-168.7	-44.9	-97.9
159	-1063.6	0.0	-72.2	-168.4	-42.7	-92.9
160	-872.8	0.0	-58.6	-137.2	-25.3	-53.5
161	-863.2	0.0	-58.3	-137.0	-23.1	-48.6
162	-1071.6	0.0	-71.8	-166.9	-42.5	-92.5
163	-1060.5	0.0	-70.9	-165.2	-38.3	-82.9
164	-875.9	0.0	-59.9	-140.5	-29.7	-63.6
165	-864.8	0.0	-59.0	-138.7	-25.5	-54.0
166	-1070.3	0.0	-72.5	-168.7	-44.3	-96.5
167	-1066.6	0.0	-72.3	-168.4	-43.3	-94.4
168	-869.9	0.0	-58.5	-137.2	-24.7	-52.1
169	-866.2	0.0	-58.3	-137.0	-23.7	-50.0
170	-1061.7	0.0	-71.6	-166.8	-40.5	-87.8
171	-1050.6	0.0	-70.7	-165.1	-36.3	-78.2
172	-885.8	0.0	-60.2	-140.6	-31.7	-68.3
173	-874.7	0.0	-59.2	-138.8	-27.5	-58.7
174	-574.0	0.0	-38.3	-90.1	-15.4	-32.5
175	-746.4	0.0	-50.5	-118.0	-29.3	-63.7
176	-539.4	0.0	-35.9	-84.9	-11.6	-23.8
177	-1073.2	0.0	-72.5	-168.7	-44.9	-97.9

Factored Design Loads (with Minimum Moments)

Load Case/Combo	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Mres (kNm)	Theta
1	-18.9	-44.5	-9.5	-21.2	49.3	334°
2	-6.8	-15.7	-3.5	-7.3	17.4	335°
3	-24.8	-57.8	-13.3	-28.0	64.2	334°
4	-1.2	-2.6	-4.9	-11.2	11.5	283°
5	-0.4	-0.4	-3.3	-7.5	7.6	273°
6	-1.4	-2.7	-6.3	-14.6	14.8	280°
7	-0.2	-0.3	-1.4	-3.3	3.3	276°
8	1.9	3.0	9.8	22.8	23.0	98°
9	0.7	1.8	3.3	7.6	7.8	103°
10	-43.7	-102.3	-22.8	-49.2	113.5	334°
11	-50.5	-118.0	-26.2	-56.5	130.8	334°
12	-44.7	-104.2	-26.9	-58.6	119.5	331°
13	-44.5	-104.0	-25.5	-55.4	117.9	332°
14	-43.0	-100.5	-20.1	-42.9	109.3	337°
15	-42.8	-100.4	-18.7	-39.7	107.9	338°
16	-44.3	-103.1	-26.1	-56.8	117.7	331°
17	-43.8	-102.0	-24.1	-52.1	114.5	333°
18	-43.7	-102.6	-21.5	-46.3	112.5	336°
19	-43.2	-101.5	-19.5	-41.5	109.6	338°
20	-44.6	-104.2	-26.5	-57.7	119.1	331°
21	-44.5	-104.0	-25.9	-56.3	118.3	332°
22	-42.9	-100.5	-19.7	-42.0	108.9	337°
23	-42.8	-100.4	-19.1	-40.6	108.3	338°
24	-44.1	-103.1	-24.8	-53.8	116.3	332°
25	-43.6	-102.0	-22.8	-49.1	113.2	334°
26	-43.8	-102.6	-22.8	-49.2	113.8	334°
27	-43.3	-101.5	-20.8	-44.5	110.8	336°
28	-44.8	-104.2	-27.9	-61.0	120.8	330°
29	-44.6	-104.1	-26.5	-57.8	119.0	331°
30	-42.9	-100.5	-19.1	-40.6	108.4	338°
31	-42.7	-100.3	-17.7	-37.4	107.1	340°
32	-44.3	-103.1	-26.4	-57.5	118.1	331°
33	-43.7	-102.0	-23.7	-51.4	114.2	333°

34	-43.7	-102.6	-21.8	-47.0	112.8	335°
35	-43.1	-101.4	-19.2	-40.8	109.4	338°
36	-44.7	-104.2	-27.5	-60.1	120.3	330°
37	-44.6	-104.1	-26.9	-58.7	119.5	331°
38	-42.8	-100.5	-18.7	-39.7	108.0	338°
39	-42.7	-100.3	-18.1	-38.3	107.4	339°
40	-44.2	-103.1	-25.1	-54.5	116.6	332°
41	-43.9	-102.6	-23.1	-50.0	114.1	334°
42	-43.6	-101.9	-22.5	-48.4	112.8	335°
43	-43.3	-101.5	-20.5	-43.8	110.6	337°
44	-40.3	-94.0	-24.6	-53.7	108.2	330°
45	-40.1	-93.8	-23.2	-50.5	106.5	332°
46	-38.6	-90.3	-17.8	-38.0	98.0	337°
47	-38.4	-90.1	-16.4	-34.8	96.6	339°
48	-39.9	-92.9	-23.8	-51.9	106.4	331°
49	-39.4	-91.8	-21.8	-47.2	103.2	333°
50	-39.3	-92.3	-19.3	-41.3	101.2	336°
51	-38.8	-91.2	-17.2	-36.6	98.3	338°
52	-40.2	-93.9	-24.2	-52.8	107.8	331°
53	-40.2	-93.8	-23.6	-51.4	107.0	331°
54	-38.6	-90.3	-17.4	-37.1	97.6	338°
55	-38.5	-90.2	-16.8	-35.7	97.0	338°
56	-39.8	-92.8	-22.5	-48.9	104.9	332°
57	-39.3	-91.7	-20.5	-44.2	101.8	334°
58	-39.5	-92.4	-20.5	-44.3	102.5	334°
59	-38.9	-91.3	-18.5	-39.6	99.5	337°
60	-40.4	-94.0	-25.6	-56.1	109.5	329°
61	-40.2	-93.8	-24.2	-52.9	107.7	331°
62	-38.5	-90.3	-16.8	-35.6	97.0	338°
63	-38.3	-90.1	-15.4	-32.5	95.8	340°
64	-39.9	-92.9	-24.1	-52.6	106.7	330°
65	-39.4	-91.8	-21.5	-46.5	102.9	333°
66	-39.3	-92.3	-19.6	-42.0	101.5	336°
67	-38.8	-91.2	-16.9	-35.9	98.0	339°
68	-40.4	-94.0	-25.2	-55.2	109.0	330°
69	-40.3	-93.9	-24.6	-53.8	108.2	330°

70	-38.4	-90.2	-16.4	-34.7	96.7	339°
71	-38.3	-90.1	-15.8	-33.4	96.1	340°
72	-39.8	-92.8	-22.8	-49.6	105.3	332°
73	-39.2	-91.7	-20.2	-43.5	101.5	335°
74	-39.5	-92.4	-20.8	-45.0	102.8	334°
75	-38.9	-91.3	-18.2	-38.9	99.2	337°
76	-49.5	-115.5	-28.5	-61.9	131.1	332°
77	-49.4	-115.4	-27.5	-59.5	129.8	333°
78	-48.2	-112.7	-23.3	-49.9	123.3	336°
79	-48.1	-112.6	-22.3	-47.5	122.2	337°
80	-49.2	-114.7	-27.9	-60.5	129.7	332°
81	-48.9	-113.9	-26.4	-56.9	127.3	333°
82	-48.8	-114.3	-24.4	-52.4	125.7	335°
83	-48.4	-113.4	-22.9	-48.9	123.5	337°
84	-49.5	-115.5	-28.2	-61.2	130.7	332°
85	-49.4	-115.4	-27.8	-60.2	130.2	332°
86	-48.2	-112.7	-23.0	-49.2	123.0	336°
87	-48.1	-112.6	-22.6	-48.2	122.5	337°
88	-49.1	-114.7	-26.9	-58.2	128.6	333°
89	-48.7	-113.8	-25.4	-54.6	126.3	334°
90	-48.9	-114.3	-25.4	-54.7	126.7	334°
91	-48.5	-113.5	-23.8	-51.1	124.5	336°
92	-49.6	-115.6	-29.3	-63.7	132.0	331°
93	-49.5	-115.4	-28.2	-61.3	130.7	332°
94	-48.1	-112.7	-22.5	-48.1	122.5	337°
95	-48.0	-112.6	-21.5	-45.7	121.5	338°
96	-49.3	-114.7	-28.1	-61.1	130.0	332°
97	-48.8	-113.9	-26.1	-56.4	127.1	334°
98	-48.8	-114.3	-24.6	-53.0	126.0	335°
99	-48.4	-113.4	-22.6	-48.3	123.3	337°
100	-49.6	-115.6	-29.0	-63.0	131.6	331°
101	-49.5	-115.5	-28.5	-62.0	131.0	332°
102	-48.1	-112.7	-22.2	-47.4	122.2	337°
103	-48.0	-112.6	-21.8	-46.3	121.8	338°
104	-49.2	-114.7	-27.2	-58.8	128.9	333°
105	-48.7	-113.8	-25.1	-54.1	126.0	335°

106	-48.9	-114.3	-25.6	-55.3	127.0	334°
107	-48.5	-113.5	-23.6	-50.6	124.2	336°
108	-61.2	-143.2	-31.9	-68.8	158.9	334°
109	-63.3	-147.9	-32.9	-70.8	164.0	334°
110	-50.4	-117.6	-31.9	-69.9	136.8	329°
111	-50.2	-117.3	-29.8	-64.9	134.1	331°
112	-36.4	-85.2	-15.3	-32.5	91.2	339°
113	-36.1	-85.0	-13.2	-27.5	89.3	342°
114	-49.8	-115.9	-30.7	-67.1	133.9	330°
115	-49.0	-114.1	-27.5	-59.7	128.8	332°
116	-37.5	-88.4	-17.6	-37.7	96.1	337°
117	-36.7	-86.7	-14.4	-30.3	91.8	341°
118	-50.4	-117.5	-31.3	-68.5	136.0	330°
119	-50.2	-117.3	-30.4	-66.3	134.8	331°
120	-36.3	-85.2	-14.7	-31.0	90.7	340°
121	-36.2	-85.0	-13.8	-28.9	89.8	341°
122	-49.6	-115.8	-28.7	-62.4	131.5	332°
123	-48.8	-114.0	-25.5	-55.0	126.6	334°
124	-37.8	-88.5	-19.6	-42.4	98.1	334°
125	-37.0	-86.7	-16.4	-35.0	93.5	338°
126	-50.6	-117.6	-33.5	-73.6	138.8	328°
127	-50.3	-117.4	-31.4	-68.6	136.0	330°
128	-36.2	-85.1	-13.7	-28.7	89.9	341°
129	-35.9	-84.9	-11.6	-23.8	88.1	344°
130	-49.9	-115.9	-31.2	-68.2	134.4	330°
131	-49.0	-114.1	-27.0	-58.6	128.3	333°
132	-37.6	-88.4	-18.1	-38.8	96.6	336°
133	-36.7	-86.6	-13.9	-29.2	91.4	341°
134	-50.6	-117.6	-32.9	-72.2	138.0	328°
135	-50.4	-117.4	-32.0	-70.0	136.7	329°
136	-36.2	-85.1	-13.1	-27.3	89.4	342°
137	-36.0	-84.9	-12.2	-25.2	88.6	343°
138	-49.7	-115.8	-29.2	-63.5	132.0	331°
139	-48.8	-114.0	-25.0	-53.9	126.1	335°
140	-37.8	-88.5	-20.1	-43.5	98.6	334°
141	-36.9	-86.7	-16.0	-33.9	93.1	339°

142	-72.3	-168.6	-43.3	-94.2	193.1	331°
143	-72.1	-168.3	-41.1	-89.2	190.5	332°
144	-58.7	-137.3	-26.9	-57.3	148.7	337°
145	-58.5	-137.0	-24.7	-52.3	146.7	339°
146	-71.7	-166.9	-42.0	-91.4	190.3	331°
147	-70.9	-165.2	-38.8	-84.0	185.3	333°
148	-59.9	-140.5	-29.2	-62.5	153.7	336°
149	-59.1	-138.7	-26.0	-55.1	149.3	338°
150	-72.3	-168.6	-42.7	-92.8	192.4	331°
151	-72.1	-168.4	-41.7	-90.6	191.2	332°
152	-58.7	-137.3	-26.3	-55.8	148.2	338°
153	-58.5	-137.0	-25.3	-53.7	147.2	339°
154	-71.5	-166.8	-40.0	-86.7	188.0	333°
155	-70.7	-165.1	-36.8	-79.3	183.1	334°
156	-60.1	-140.5	-31.2	-67.2	155.8	334°
157	-59.3	-138.8	-28.0	-59.8	151.2	337°
158	-72.5	-168.7	-44.9	-97.9	195.0	330°
159	-72.2	-168.4	-42.7	-92.9	192.4	331°
160	-58.6	-137.2	-25.3	-53.5	147.3	339°
161	-58.3	-137.0	-23.1	-48.6	145.3	340°
162	-71.8	-166.9	-42.5	-92.5	190.8	331°
163	-70.9	-165.2	-38.3	-82.9	184.8	333°
164	-59.9	-140.5	-29.7	-63.6	154.2	336°
165	-59.0	-138.7	-25.5	-54.0	148.8	339°
166	-72.5	-168.7	-44.3	-96.5	194.3	330°
167	-72.3	-168.4	-43.3	-94.4	193.1	331°
168	-58.5	-137.2	-24.7	-52.1	146.8	339°
169	-58.3	-137.0	-23.7	-50.0	145.8	340°
170	-71.6	-166.8	-40.5	-87.8	188.5	332°
171	-70.7	-165.1	-36.3	-78.2	182.6	335°
172	-60.2	-140.6	-31.7	-68.3	156.3	334°
173	-59.2	-138.8	-27.5	-58.7	150.7	337°
174	-38.3	-90.1	-15.4	-32.5	95.8	340°
175	-50.5	-118.0	-29.3	-63.7	134.1	332°
176	-35.9	-84.9	-11.6	-23.8	88.1	344°
177	-72.5	-168.7	-44.9	-97.9	195.0	330°

N vs M Results

GLC	#158
Status	Acceptable
Utilization	0.578
Maximum	1.000
Theta	330°

Axial Utilization

Nu = -1073.2 kN
ØNn (max) = -2710.4 kN
Utilization = 0.396

Moment Utilization

Mu = 195.0 kNm
ØMn = 337.2 kNm
Utilization = 0.578
Mn = 461.1 kNm
Mp = 484.6 kNm

Shear and Torsion Utilization

GLC	158
Nu	-1073.2 kN
Vuz / ØVnz	0.248
Vuy / ØVny	0.191
Status	Acceptable
Utilization	0.439
Maximum	1.000

Shear Z-Direction

bw = 250 mm
d = 640 mm
Av = 157 mm2
Lambda = 1.00
Mu (y-y) = -168.7 kNm
Vuz = 72.5 kN
ØVsz = 154.5 kN
ØVcz = 138.4 kN
ØVnz = 292.9 kN

Shear Y-Direction

bw = 800 mm
d = 200 mm
Av = 314 mm2
Lambda = 1.00
Mu (z-z) = -97.9 kNm
Vuy = 44.9 kN
ØVsy = 96.6 kN
ØVcy = 138.4 kN
ØVny = 235.0 kN

Torsion

ØTcr = 48.8 kNm
Tu = 0.0 kNm < 0.25 ØTcr
Ignore Torsional Effects

Tie Spacing for Shear/Torsion

Spacing	200.0 mm
Maximum	250.0 mm
Status	Acceptable

Maximum Shear Stress

Stress	0.533 MPa
Maximum	3.356 MPa
Status	Acceptable

Tie Spacing

S	200 mm
S (max)	250 mm
Status	Acceptable

Tie Diameter

Diam.	10.0 mm
Diam. (min)	9.5 mm
Status	Acceptable

Vertical Steel Area		Status	As/Ag
As	2413 mm2		1.21 %
As (min)	2000 mm2	Acceptable	1.00 %
As (max)	8000 mm2	Acceptable	4.00 %

Vertical Bar Splice Type

Tangential Splice
Status: Acceptable

Vertical Bar Spacing

Ny	2 Specified
Ny (max)	2.9 Allowed
Nz	6 Specified
Nz (max)	10.8 Allowed
Status	Acceptable

Vertical Bar Diameter

db (vert)	16.0 mm
db (min)	15.9 mm
Status	Acceptable

Minimum Number of Vertical Bars

#Bars	12 Specified
#Bars	4 Required
Status	Acceptable

Vertical Reinforcing		Horizontal Reinforcing	
fy (min)	275.8 MPa	fy (min)	275.8 MPa
fy (vert)	420.0 MPa	fy (horz)	410.0 MPa
fy (max)	551.6 MPa	fy (max)	413.7 MPa
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Concrete Strength		Concrete Density	
fc' (min)	17.2 MPa	Wc (min)	1441.7 kg/m3
fc'	25.0 MPa	Wc	2402.8 kg/m3
fc' (max)	68.9 MPa	Wc (max)	2482.9 kg/m3
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Custom Reinforcing Bars British Alternate Bars

Index	Bar Designation	Diameter (mm)	Area (mm2)
1	#6	6.0	28.3
2	#8	8.0	50.3
3	#10	10.0	78.5
4	#12	12.0	113.1
5	#16	16.0	201.1
6	#20	20.0	314.2
7	#25	25.0	490.9
8	#32	32.0	804.2
9	#40	40.0	1256.6
10	#50	50.0	1963.5

List of Messages

No Messages...

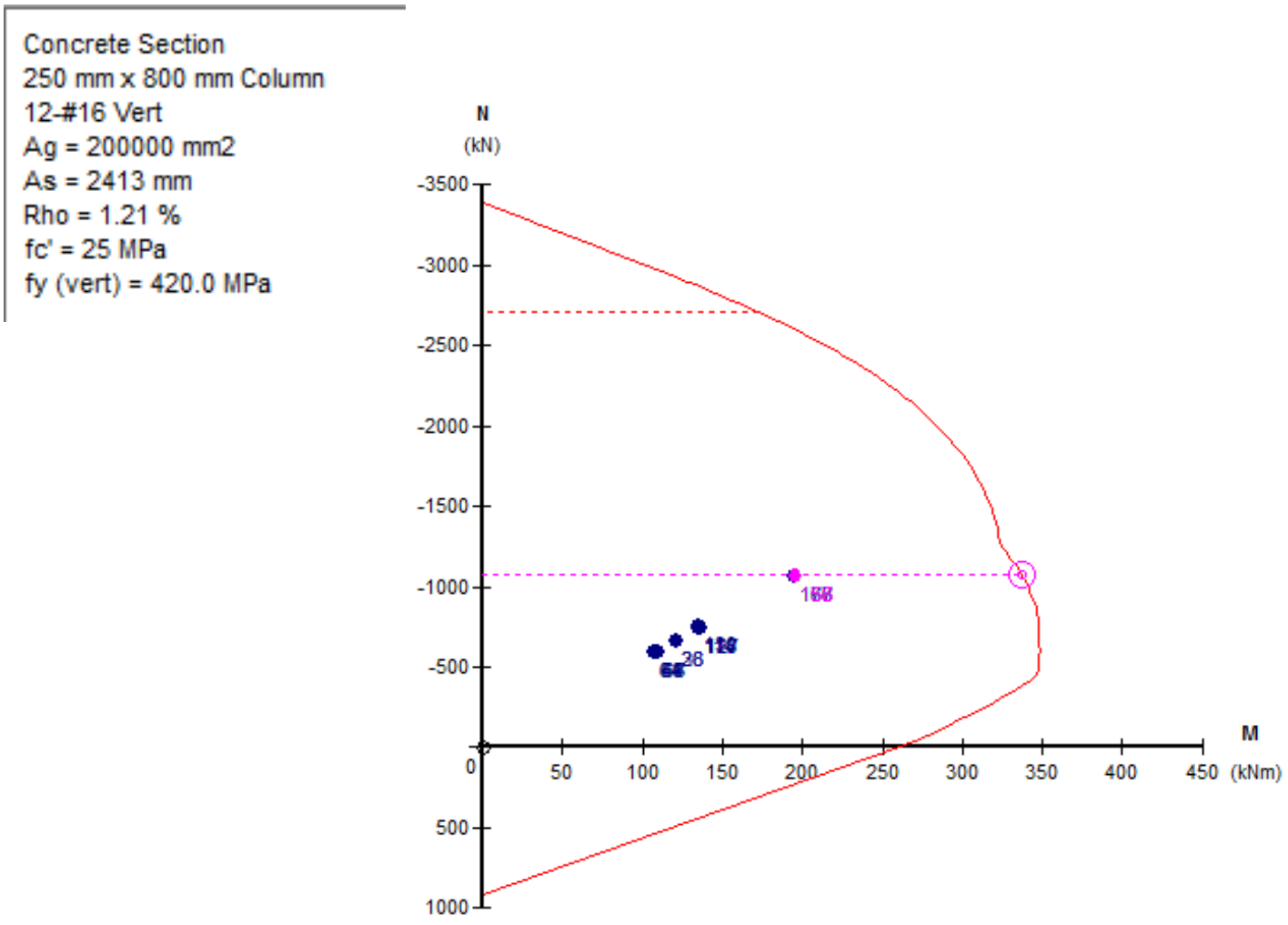


Figure 5.12 : N vs M diagram de P19

Les résultats finals de tous les poteaux avec leurs aciers sont présentés dans les plans S108, S109, S110, S207, S209.

I. Généralités:

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. Dans la direction perpendiculaire à leur plan, ces murs offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Le système de contreventement le plus fréquemment utilisé pour résister aux actions horizontales est celui constitué de murs ou de cages, respectivement dénommés, refends et noyaux. Ce système s'avère en général performant et économique pour les bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 100 mètres environ.

II. Dimensionnement des murs de contreventement:

Dans ce chapitre, nous allons dimensionnés les murs de contreventements. Nous avons accompli le dimensionnement des refends par le logiciel « **S-CONCRETE** », les différentes sollicitations auxquels les refends sont exposés ont été importées de l'ETABS sur S-concrete.

Si les poteaux supportent moins que 25% de l'effort tranchant à la base c.-à-d. $\frac{V\ poteaux}{V(poteaux+voiles)} < 25\%$, on considère qu'ils ne supportent rien et que tout l'effort tranchant est soutenu par les murs de contreventement. C'est notre cas, d'où on dimensionne les murs de contreventement de façon à supporter seuls tout l'effort tranchant.

Dans ce qui suit, nous allons présentés deux exemples de refends, les autres seront calculés de la même façon.

Les sections des refends seront présentées clairement dans les plans S105, S106, S107, S204, S205, S206.

Exemple 1 :

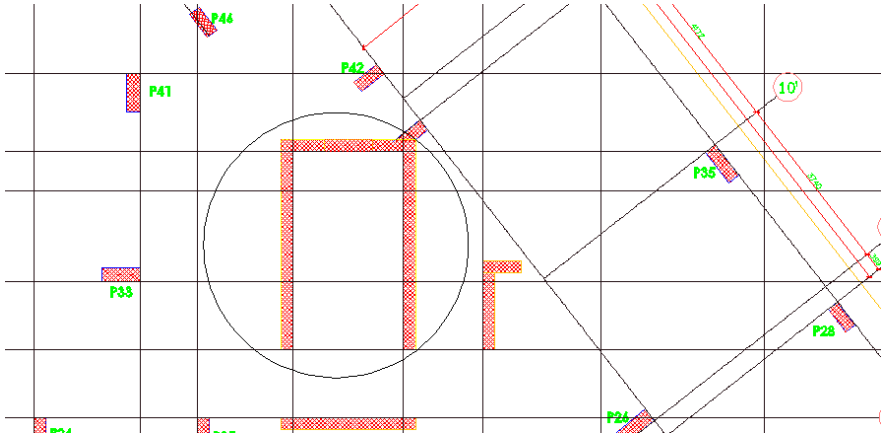


Figure 6.1 : lieu du refend 1

Les étapes accomplies sont les suivantes :

i. Entrée des données en « S-concrete » :

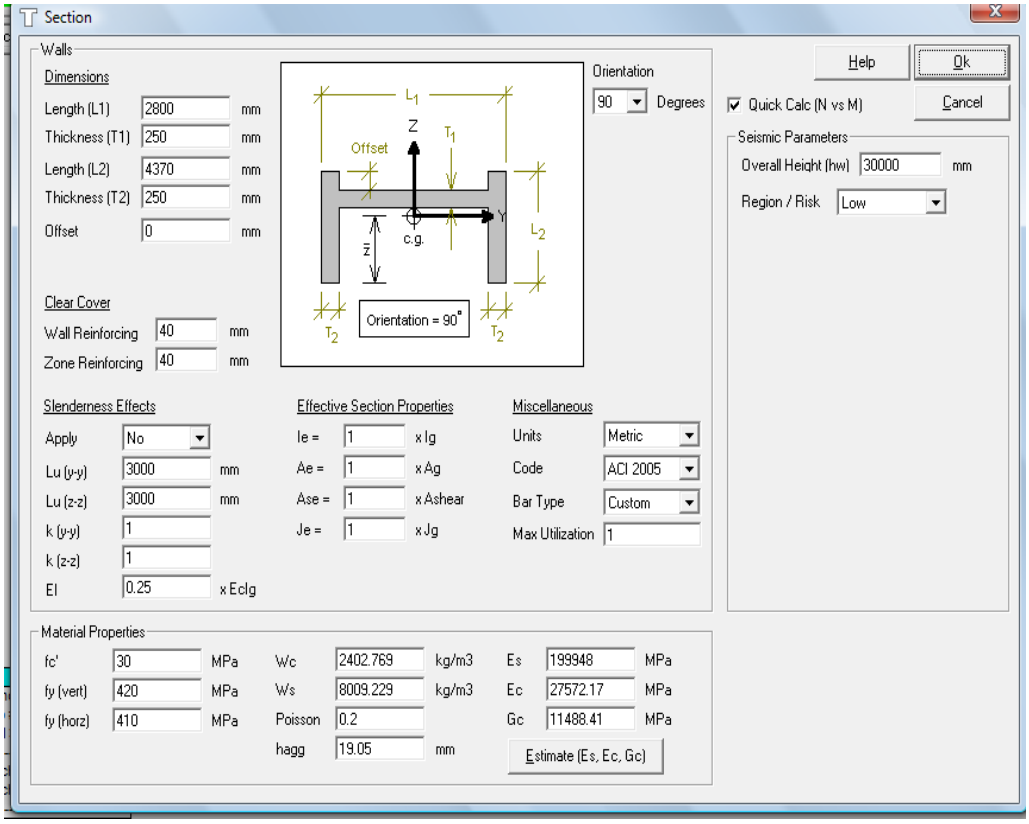
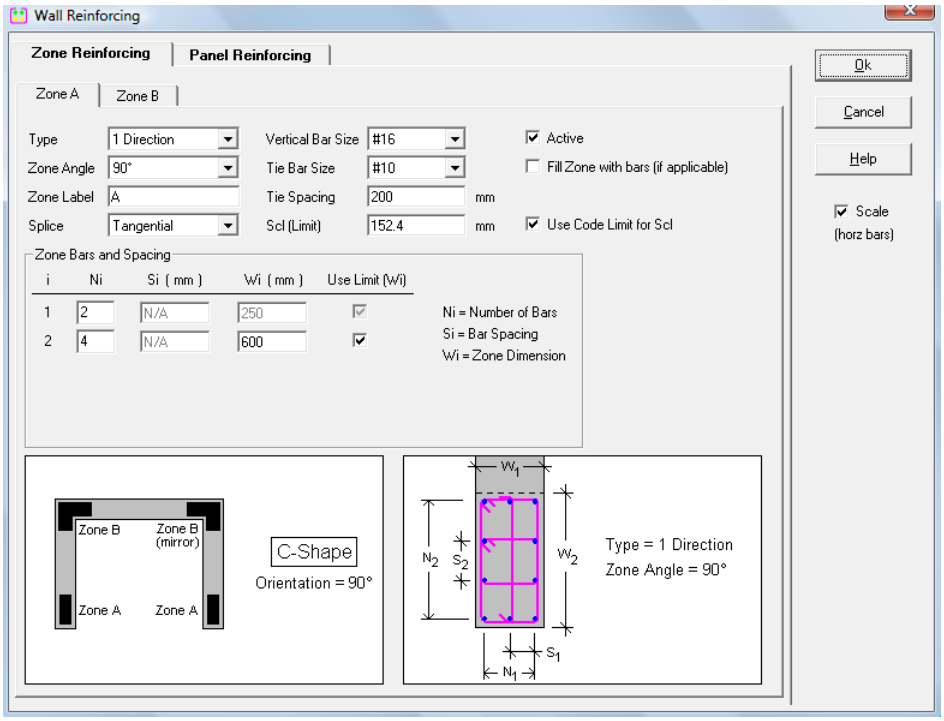
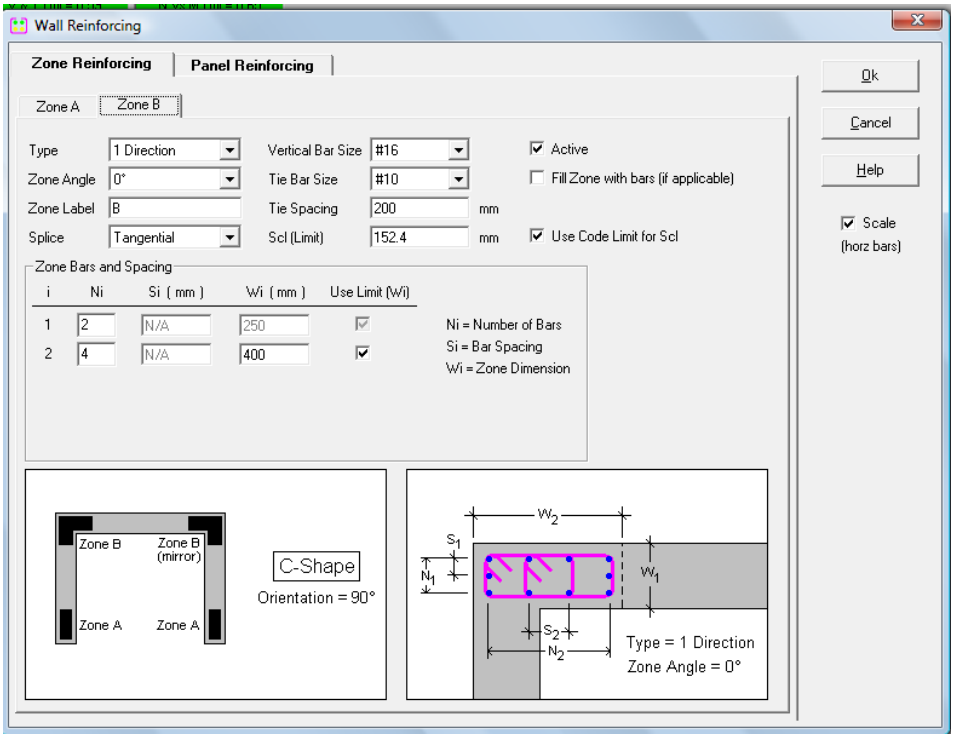
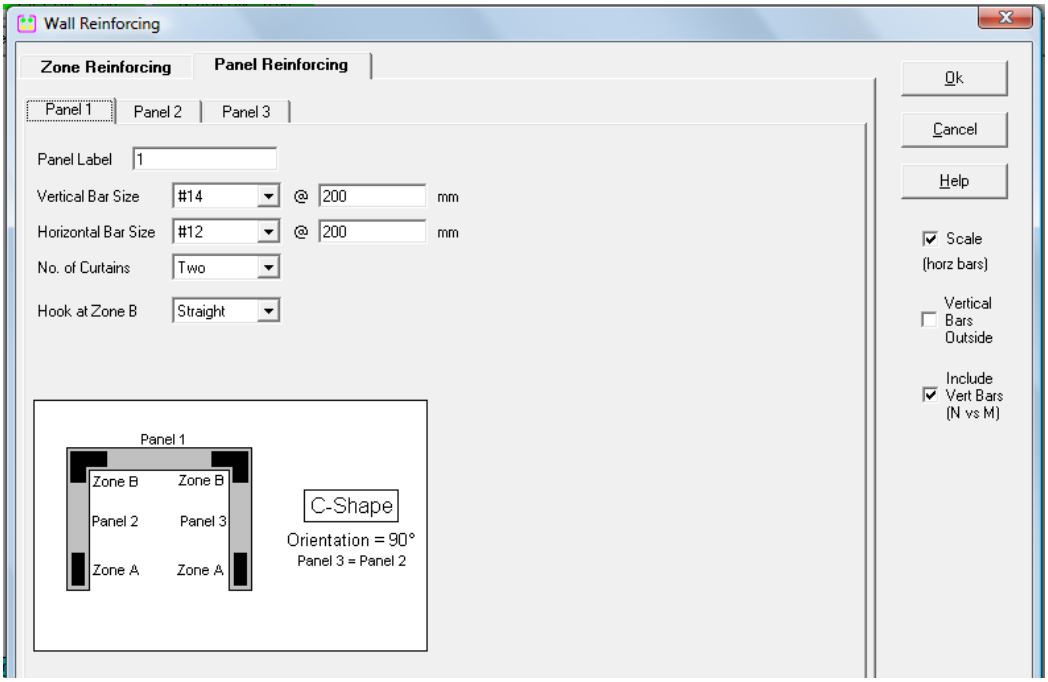


Figure 6.2 : Dimensions du refend 1.


Wall Reinforcing
Zone Reinforcing
Panel Reinforcing
Zone A
Zone B
Type
1 Direction
Zone Angle
90°
Zone Label
A
Splice
Tangential
Vertical Bar Size
#16
Tie Bar Size
#10
Tie Spacing
200
mm
Scl (Limit)
152.4
mm
Active
Fill Zone with bars (if applicable)
Use Code Limit for Scl
Ok
Cancel
Help
Scale
(horz bars)
Zone Bars and Spacing
i
Ni
Si (mm)
Wi (mm)
Use Limit (Wi)
1
2
N/A
250
600
Ni = Number of Bars
Si = Bar Spacing
Wi = Zone Dimension
Zone B
Zone B
(mirror)
Zone A
Zone A
C-Shape
Orientation = 90°
W1
W2
N2
S2
S1
N1
Type = 1 Direction
Zone Angle = 90°


Wall Reinforcing
Zone Reinforcing
Panel Reinforcing
Zone A
Zone B
Type
1 Direction
Zone Angle
0°
Zone Label
B
Splice
Tangential
Vertical Bar Size
#16
Tie Bar Size
#10
Tie Spacing
200
mm
Scl (Limit)
152.4
mm
Active
Fill Zone with bars (if applicable)
Use Code Limit for Scl
Ok
Cancel
Help
Scale
(horz bars)
Zone Bars and Spacing
i
Ni
Si (mm)
Wi (mm)
Use Limit (Wi)
1
2
N/A
250
400
Ni = Number of Bars
Si = Bar Spacing
Wi = Zone Dimension
Zone B
Zone B
(mirror)
Zone A
Zone A
C-Shape
Orientation = 90°
W2
S1
N1
W1
S2
N2
Type = 1 Direction
Zone Angle = 0°



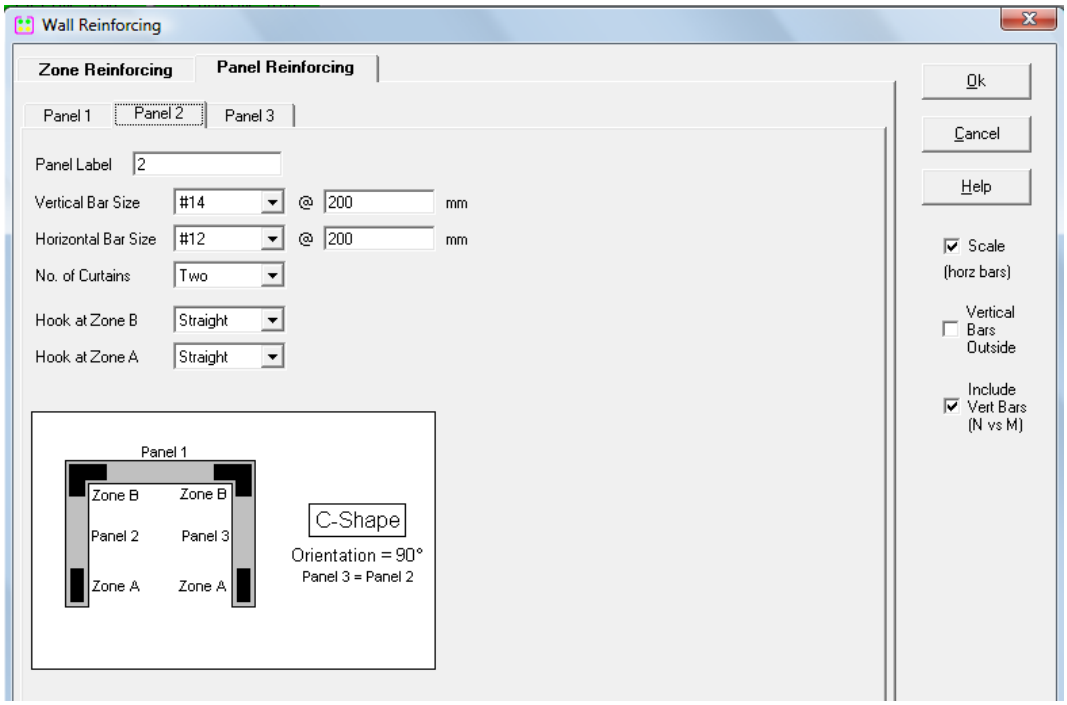
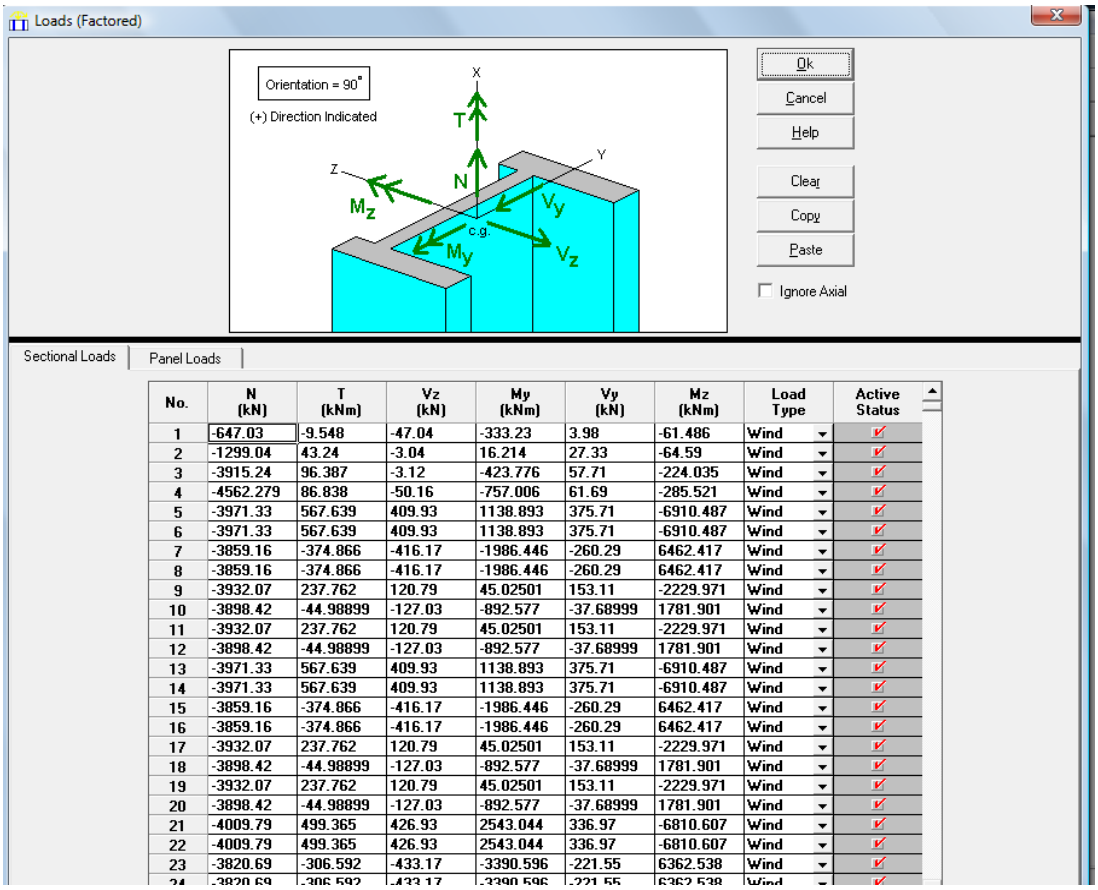


Figure 6.3 : type d'acier utilisé pour le refend 1.



No.	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Load Type	Active Status
1	-647.03	-9.548	-47.04	-333.23	3.98	-61.486	Wind	
2	-1299.04	43.24	-3.04	16.214	27.33	-64.59	Wind	
3	-3915.24	96.387	-3.12	-423.776	57.71	-224.035	Wind	
4	-4562.279	86.838	-50.16	-757.006	61.69	-285.521	Wind	
5	-3971.33	567.639	409.93	1138.893	375.71	-6910.487	Wind	
6	-3971.33	567.639	409.93	1138.893	375.71	-6910.487	Wind	
7	-3859.16	-374.866	-416.17	-1986.446	-260.29	6462.417	Wind	
8	-3859.16	-374.866	-416.17	-1986.446	-260.29	6462.417	Wind	
9	-3932.07	237.762	120.79	45.02501	153.11	-2229.971	Wind	
10	-3898.42	-44.98899	-127.03	-892.577	-37.68999	1781.901	Wind	
11	-3932.07	237.762	120.79	45.02501	153.11	-2229.971	Wind	
12	-3898.42	-44.98899	-127.03	-892.577	-37.68999	1781.901	Wind	
13	-3971.33	567.639	409.93	1138.893	375.71	-6910.487	Wind	
14	-3971.33	567.639	409.93	1138.893	375.71	-6910.487	Wind	
15	-3859.16	-374.866	-416.17	-1986.446	-260.29	6462.417	Wind	
16	-3859.16	-374.866	-416.17	-1986.446	-260.29	6462.417	Wind	
17	-3932.07	237.762	120.79	45.02501	153.11	-2229.971	Wind	
18	-3898.42	-44.98899	-127.03	-892.577	-37.68999	1781.901	Wind	
19	-3932.07	237.762	120.79	45.02501	153.11	-2229.971	Wind	
20	-3898.42	-44.98899	-127.03	-892.577	-37.68999	1781.901	Wind	
21	-4009.79	499.365	426.93	2543.044	336.97	-6810.607	Wind	
22	-4009.79	499.365	426.93	2543.044	336.97	-6810.607	Wind	
23	-3820.69	-306.592	-433.17	-3390.596	-221.55	6362.538	Wind	

Figure 6.4 : les charges soutenues par le refend 1.

ii.les résultats obtenus sont les suivants :

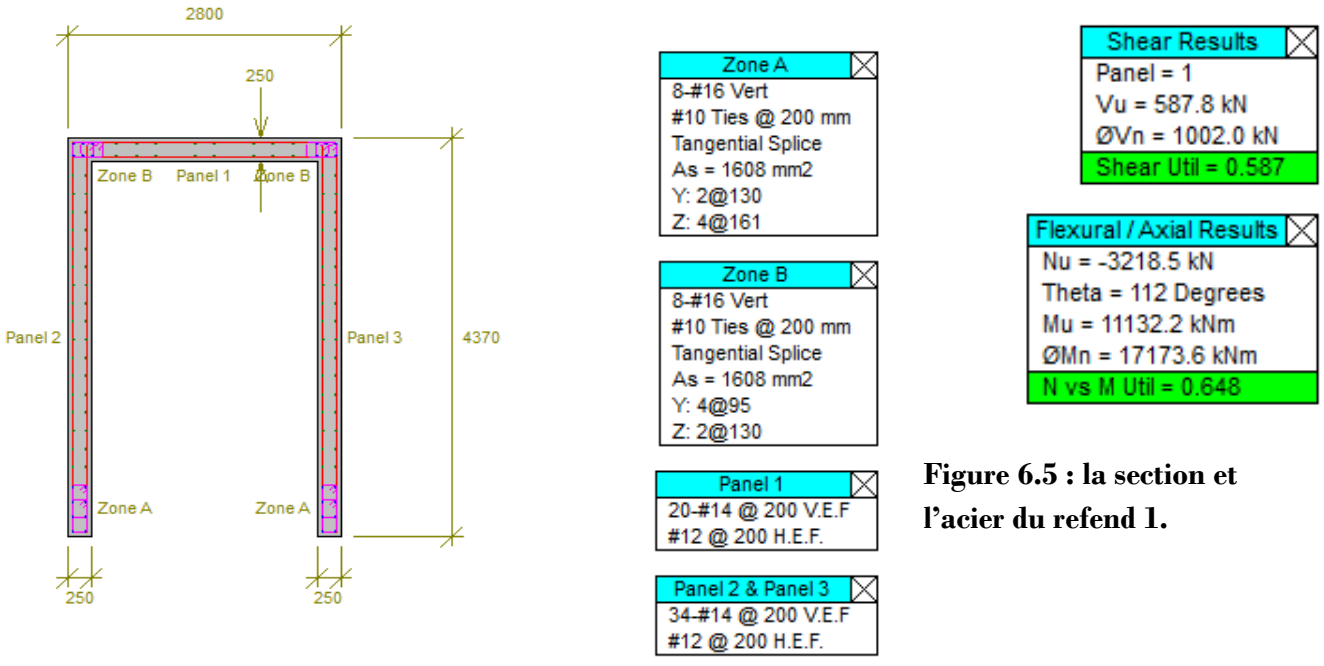


Figure 6.5 : la section et l'acier du refend 1.

S-CONCRETE 7.02	File	Summary	
(c) Softek Services Ltd.	C:\ ... final\shear wall\Pier 11.SCO	Status	Acceptable
		Maximum	1.000
Section Name	Consultant	V & T Util	0.587
Concrete Section	Racha	N vs M Util	0.648

American Building Standards

ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete"
ACI 318R-05, "Commentary for ACI 318-05"

Design Aids, Manuals, and Handbooks

Notes on ACI 318-02, Portland Cement Association 2002
"ACI Detailing Manual - 1994", ACI Committee 315, American Concrete Institute, 1994
"CRSI Handbook", Concrete Reinforcing Steel Institute, 1992

Section Dimensions	Material Properties	Gross Properties	Effective Properties
C-Shape	fc' = 30 MPa	Zbar = 2614 mm	Ae = 2760.0xE3 mm2
L1 = 2800 mm	fy (vert) = 420.0 MPa	Ybar = 0 mm	Ie (y-y) = 5411.9xE9 mm4
T1 = 250 mm	fy (horz) = 410.0 MPa	Ag = 2760.0xE3 mm2	Ie (z-z) = 3816.9xE9 mm4
L2 = 4370 mm	Wc = 2403 kg/m3	Ig (y-y) = 5411.9xE9 mm4	Ase (Y) = 466667 mm2
T2 = 250 mm	Ws = 8009 kg/m3	Ig (z-z) = 3816.9xE9 mm4	Ase (Z) = 1456.7xE3 mm2
Offset = 0 mm	Poisson's Ratio = 0.2	Ashear (Y) = 466667 mm2	Je = 55038xE6 mm4
	hagg = 19 mm	Ashear (Z) = 1456.7xE3 mm2	
	Es = 199948 MPa	Jg = 55038xE6 mm4	
Quantities (approx.)	Ec = 27572 MPa		
Concrete = 6584 kg/m	Gc = 11488 MPa		
Steel = 284 kg/m	fr = 3.41 MPa		

Panel 1	Zone A	Zone B
20-#14 @ 200 V.E.F	8-#16 Vert	8-#16 Vert
#12 @ 200 H.E.F.	#10 Ties @ 200 mm	#10 Ties @ 200 mm
	Tangential Splice	Tangential Splice
	As = 1608 mm2	As = 1608 mm2
Panel 2 & Panel 3	Y: 2@130	Y: 4@95
34-#14 @ 200 V.E.F	Z: 4@161	Z: 2@130
#12 @ 200 H.E.F.		

Factored Design Sectional Loads

Load Case/Combo	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Mres (kNm)	Theta
1 (W)	-647.0	-9.5	-47.0	-333.2	4.0	-61.5	338.9	350°
2 (W)	-1299.0	43.2	-3.0	16.2	27.3	-64.6	66.6	256°
3 (W)	-3915.2	96.4	-3.1	-423.8	57.7	-224.0	479.4	332°
4 (W)	-4562.3	86.8	-50.2	-757.0	61.7	-285.5	809.1	339°
5 (W)	-3971.3	567.6	409.9	1138.9	375.7	-6910.5	7003.7	261°
6 (W)	-3971.3	567.6	409.9	1138.9	375.7	-6910.5	7003.7	261°
7 (W)	-3859.2	-374.9	-416.2	-1986.4	-260.3	6462.4	6760.8	73°
8 (W)	-3859.2	-374.9	-416.2	-1986.4	-260.3	6462.4	6760.8	73°
9 (W)	-3932.1	237.8	120.8	45.0	153.1	-2230.0	2230.4	269°
10 (W)	-3898.4	-45.0	-127.0	-892.6	-37.7	1781.9	1993.0	63°

11 (W)	-3932.1	237.8	120.8	45.0	153.1	-2230.0	2230.4	269°
12 (W)	-3898.4	-45.0	-127.0	-892.6	-37.7	1781.9	1993.0	63°
13 (W)	-3971.3	567.6	409.9	1138.9	375.7	-6910.5	7003.7	261°
14 (W)	-3971.3	567.6	409.9	1138.9	375.7	-6910.5	7003.7	261°
15 (W)	-3859.2	-374.9	-416.2	-1986.4	-260.3	6462.4	6760.8	73°
16 (W)	-3859.2	-374.9	-416.2	-1986.4	-260.3	6462.4	6760.8	73°
17 (W)	-3932.1	237.8	120.8	45.0	153.1	-2230.0	2230.4	269°
18 (W)	-3898.4	-45.0	-127.0	-892.6	-37.7	1781.9	1993.0	63°
19 (W)	-3932.1	237.8	120.8	45.0	153.1	-2230.0	2230.4	269°
20 (W)	-3898.4	-45.0	-127.0	-892.6	-37.7	1781.9	1993.0	63°
21 (W)	-4009.8	499.4	426.9	2543.0	337.0	-6810.6	7269.9	250°
22 (W)	-4009.8	499.4	426.9	2543.0	337.0	-6810.6	7269.9	250°
23 (W)	-3820.7	-306.6	-433.2	-3390.6	-221.6	6362.5	7209.6	62°
24 (W)	-3820.7	-306.6	-433.2	-3390.6	-221.6	6362.5	7209.6	62°
25 (W)	-3943.6	217.3	125.9	466.3	141.5	-2200.0	2248.9	258°
26 (W)	-3886.9	-24.5	-132.1	-1313.8	-26.1	1751.9	2189.8	53°
27 (W)	-3943.6	217.3	125.9	466.3	141.5	-2200.0	2248.9	258°
28 (W)	-3886.9	-24.5	-132.1	-1313.8	-26.1	1751.9	2189.8	53°
29 (W)	-4009.8	499.4	426.9	2543.0	337.0	-6810.6	7269.9	250°
30 (W)	-4009.8	499.4	426.9	2543.0	337.0	-6810.6	7269.9	250°
31 (W)	-3820.7	-306.6	-433.2	-3390.6	-221.6	6362.5	7209.6	62°
32 (W)	-3820.7	-306.6	-433.2	-3390.6	-221.6	6362.5	7209.6	62°
33 (W)	-3943.6	217.3	125.9	466.3	141.5	-2200.0	2248.9	258°
34 (W)	-3943.6	217.3	125.9	466.3	141.5	-2200.0	2248.9	258°
35 (W)	-3886.9	-24.5	-132.1	-1313.8	-26.1	1751.9	2189.8	53°
36 (W)	-3886.9	-24.5	-132.1	-1313.8	-26.1	1751.9	2189.8	53°
37 (W)	-3579.8	558.0	410.2	1181.3	369.9	-6888.1	6988.6	260°
38 (W)	-3579.8	558.0	410.2	1181.3	369.9	-6888.1	6988.6	260°
39 (W)	-3467.6	-384.5	-415.9	-1944.1	-266.1	6484.8	6770.0	73°
40 (W)	-3467.6	-384.5	-415.9	-1944.1	-266.1	6484.8	6770.0	73°
41 (W)	-3540.6	228.1	121.1	87.4	147.3	-2207.6	2209.3	268°
42 (W)	-3506.9	-54.6	-126.7	-850.2	-43.5	1804.3	1994.6	65°
43 (W)	-3540.6	228.1	121.1	87.4	147.3	-2207.6	2209.3	268°
44 (W)	-3506.9	-54.6	-126.7	-850.2	-43.5	1804.3	1994.6	65°
45 (W)	-3579.8	558.0	410.2	1181.3	369.9	-6888.1	6988.6	260°
46 (W)	-3579.8	558.0	410.2	1181.3	369.9	-6888.1	6988.6	260°
47 (W)	-3467.6	-384.5	-415.9	-1944.1	-266.1	6484.8	6770.0	73°
48 (W)	-3467.6	-384.5	-415.9	-1944.1	-266.1	6484.8	6770.0	73°
49 (W)	-3540.6	228.1	121.1	87.4	147.3	-2207.6	2209.3	268°
50 (W)	-3506.9	-54.6	-126.7	-850.2	-43.5	1804.3	1994.6	65°
51 (W)	-3540.6	228.1	121.1	87.4	147.3	-2207.6	2209.3	268°
52 (W)	-3506.9	-54.6	-126.7	-850.2	-43.5	1804.3	1994.6	65°
53 (W)	-3618.3	489.7	427.2	2585.4	331.2	-6788.2	7263.9	249°
54 (W)	-3618.3	489.7	427.2	2585.4	331.2	-6788.2	7263.9	249°
55 (W)	-3429.2	-316.2	-432.9	-3348.2	-227.3	6384.9	7209.6	62°
56 (W)	-3429.2	-316.2	-432.9	-3348.2	-227.3	6384.9	7209.6	62°
57 (W)	-3552.1	207.6	126.2	508.6	135.7	-2177.6	2236.2	257°
58 (W)	-3495.4	-34.1	-131.8	-1271.4	-31.8	1774.3	2182.9	54°
59 (W)	-3552.1	207.6	126.2	508.6	135.7	-2177.6	2236.2	257°
60 (W)	-3495.4	-34.1	-131.8	-1271.4	-31.8	1774.3	2182.9	54°

61 (W)	-3618.3	489.7	427.2	2585.4	331.2	-6788.2	7263.9	249°
62 (W)	-3618.3	489.7	427.2	2585.4	331.2	-6788.2	7263.9	249°
63 (W)	-3429.2	-316.2	-432.9	-3348.2	-227.3	6384.9	7209.6	62°
64 (W)	-3429.2	-316.2	-432.9	-3348.2	-227.3	6384.9	7209.6	62°
65 (W)	-3552.1	207.6	126.2	508.6	135.7	-2177.6	2236.2	257°
66 (W)	-3495.4	-34.1	-131.8	-1271.4	-31.8	1774.3	2182.9	54°
67 (W)	-3552.1	207.6	126.2	508.6	135.7	-2177.6	2236.2	257°
68 (W)	-3495.4	-34.1	-131.8	-1271.4	-31.8	1774.3	2182.9	54°
69 (W)	-4443.5	450.1	277.9	522.9	304.2	-5390.1	5415.4	264°
70 (W)	-4443.5	450.1	277.9	522.9	304.2	-5390.1	5415.4	264°
71 (W)	-4357.6	-271.6	-354.7	-1870.3	-182.8	4849.8	5197.9	69°
72 (W)	-4357.6	-271.6	-354.7	-1870.3	-182.8	4849.8	5197.9	69°
73 (W)	-4413.3	196.9	56.0	-316.5	133.4	-1798.5	1826.1	280°
74 (W)	-4387.7	-18.5	-132.8	-1030.9	-12.0	1258.2	1626.6	51°
75 (W)	-4413.3	196.9	56.0	-316.5	133.4	-1798.5	1826.1	280°
76 (W)	-4387.7	-18.5	-132.8	-1030.9	-12.0	1258.2	1626.6	51°
77 (W)	-4443.5	450.1	277.9	522.9	304.2	-5390.1	5415.4	264°
78 (W)	-4443.5	450.1	277.9	522.9	304.2	-5390.1	5415.4	264°
79 (W)	-4357.6	-271.6	-354.7	-1870.3	-182.8	4849.8	5197.9	69°
80 (W)	-4357.6	-271.6	-354.7	-1870.3	-182.8	4849.8	5197.9	69°
81 (W)	-4413.3	196.9	56.0	-316.5	133.4	-1798.5	1826.1	280°
82 (W)	-4387.7	-18.5	-132.8	-1030.9	-12.0	1258.2	1626.6	51°
83 (W)	-4413.3	196.9	56.0	-316.5	133.4	-1798.5	1826.1	280°
84 (W)	-4387.7	-18.5	-132.8	-1030.9	-12.0	1258.2	1626.6	51°
85 (W)	-4472.9	397.8	290.9	1598.0	274.5	-5313.6	5548.7	253°
86 (W)	-4472.9	397.8	290.9	1598.0	274.5	-5313.6	5548.7	253°
87 (W)	-4328.1	-219.3	-367.7	-2945.4	-153.1	4773.3	5608.9	58°
88 (W)	-4328.1	-219.3	-367.7	-2945.4	-153.1	4773.3	5608.9	58°
89 (W)	-4422.1	181.3	59.9	4.4	124.5	-1775.7	1775.7	270°
90 (W)	-4378.9	-2.9	-136.7	-1351.8	-3.1	1235.4	1831.3	42°
91 (W)	-4422.1	181.3	59.9	4.4	124.5	-1775.7	1775.7	270°
92 (W)	-4378.9	-2.9	-136.7	-1351.8	-3.1	1235.4	1831.3	42°
93 (W)	-4472.9	397.8	290.9	1598.0	274.5	-5313.6	5548.7	253°
94 (W)	-4472.9	397.8	290.9	1598.0	274.5	-5313.6	5548.7	253°
95 (W)	-4328.1	-219.3	-367.7	-2945.4	-153.1	4773.3	5608.9	58°
96 (W)	-4328.1	-219.3	-367.7	-2945.4	-153.1	4773.3	5608.9	58°
97 (W)	-4422.1	181.3	59.9	4.4	124.5	-1775.7	1775.7	270°
98 (W)	-4378.9	-2.9	-136.7	-1351.8	-3.1	1235.4	1831.3	42°
99 (W)	-4422.1	181.3	59.9	4.4	124.5	-1775.7	1775.7	270°
100 (W)	-4378.9	-2.9	-136.7	-1351.8	-3.1	1235.4	1831.3	42°
101 (W)	-5481.3	134.9	-4.4	-593.3	80.8	-313.6	671.1	332°
102 (W)	-5733.6	100.4	-79.0	-1041.7	75.6	-367.2	1104.5	341°
103 (W)	-4473.2	848.5	645.6	1981.0	564.3	-10758.2	10939.1	260°
104 (W)	-4473.2	848.5	645.6	1981.0	564.3	-10758.2	10939.1	260°
105 (W)	-3279.0	-657.6	-651.8	-2820.1	-450.1	10314.6	10693.2	75°
106 (W)	-3279.0	-657.6	-651.8	-2820.1	-450.1	10314.6	10693.2	75°
107 (W)	-4411.5	330.1	191.2	262.1	214.6	-3403.1	3413.2	266°
108 (W)	-4358.6	-114.2	-198.2	-1211.3	-85.3	2901.3	3144.0	67°
109 (W)	-3393.6	305.1	192.0	372.2	199.5	-3344.9	3365.5	264°
110 (W)	-3340.7	-139.3	-197.4	-1101.1	-100.3	2959.5	3157.7	70°

111 (W)	-4473.2	848.5	645.6	1981.0	564.3	-10758.2	10939.1	260°
112 (W)	-4473.2	848.5	645.6	1981.0	564.3	-10758.2	10939.1	260°
113 (W)	-3279.0	-657.6	-651.8	-2820.1	-450.1	10314.6	10693.2	75°
114 (W)	-3279.0	-657.6	-651.8	-2820.1	-450.1	10314.6	10693.2	75°
115 (W)	-4411.5	330.1	191.2	262.1	214.6	-3403.1	3413.2	266°
116 (W)	-4358.6	-114.2	-198.2	-1211.3	-85.3	2901.3	3144.0	67°
117 (W)	-3393.6	305.1	192.0	372.2	199.5	-3344.9	3365.5	264°
118 (W)	-3340.7	-139.3	-197.4	-1101.1	-100.3	2959.5	3157.7	70°
119 (W)	-4533.7	741.2	672.3	4187.5	503.5	-10601.3	11398.3	248°
120 (W)	-4533.7	741.2	672.3	4187.5	503.5	-10601.3	11398.3	248°
121 (W)	-3218.5	-550.4	-678.5	-5026.6	-389.2	10157.7	11333.3	64°
122 (W)	-3218.5	-550.4	-678.5	-5026.6	-389.2	10157.7	11333.3	64°
123 (W)	-4429.7	297.9	199.2	924.0	196.3	-3356.0	3480.9	255°
124 (W)	-4340.5	-82.0	-206.2	-1873.3	-67.0	2854.2	3414.0	57°
125 (W)	-3411.7	272.9	200.1	1034.2	181.3	-3297.8	3456.1	253°
126 (W)	-3322.5	-107.1	-205.4	-1763.1	-82.0	2912.4	3404.5	59°
127 (W)	-4533.7	741.2	672.3	4187.5	503.5	-10601.3	11398.3	248°
128 (W)	-4533.7	741.2	672.3	4187.5	503.5	-10601.3	11398.3	248°
129 (W)	-3218.5	-550.4	-678.5	-5026.6	-389.2	10157.7	11333.3	64°
130 (W)	-3218.5	-550.4	-678.5	-5026.6	-389.2	10157.7	11333.3	64°
131 (W)	-4429.7	297.9	199.2	924.0	196.3	-3356.0	3480.9	255°
132 (W)	-4340.5	-82.0	-206.2	-1873.3	-67.0	2854.2	3414.0	57°
133 (W)	-3411.7	272.9	200.1	1034.2	181.3	-3297.8	3456.1	253°
134 (W)	-3322.5	-107.1	-205.4	-1763.1	-82.0	2912.4	3404.5	59°
135 (W)	-6477.0	869.8	592.8	1474.6	587.8	-10899.8	10999.1	262°
136 (W)	-6477.0	869.8	592.8	1474.6	587.8	-10899.8	10999.1	262°
137 (W)	-5321.9	-635.4	-704.6	-3330.7	-426.1	10170.8	10702.3	72°
138 (W)	-5321.9	-635.4	-704.6	-3330.7	-426.1	10170.8	10702.3	72°
139 (W)	-6415.3	351.4	138.5	-244.3	238.0	-3544.7	3553.1	274°
140 (W)	-6362.4	-92.9	-251.0	-1717.7	-61.9	2759.7	3250.6	58°
141 (W)	-5436.5	327.3	139.2	-138.4	223.5	-3488.7	3491.4	272°
142 (W)	-5383.6	-117.0	-250.2	-1611.8	-76.3	2815.7	3244.4	60°
143 (W)	-6477.0	869.8	592.8	1474.6	587.8	-10899.8	10999.1	262°
144 (W)	-6477.0	869.8	592.8	1474.6	587.8	-10899.8	10999.1	262°
145 (W)	-5321.9	-635.4	-704.6	-3330.7	-426.1	10170.8	10702.3	72°
146 (W)	-5321.9	-635.4	-704.6	-3330.7	-426.1	10170.8	10702.3	72°
147 (W)	-6415.3	351.4	138.5	-244.3	238.0	-3544.7	3553.1	274°
148 (W)	-6362.4	-92.9	-251.0	-1717.7	-61.9	2759.7	3250.6	58°
149 (W)	-5436.5	327.3	139.2	-138.4	223.5	-3488.7	3491.4	272°
150 (W)	-5383.6	-117.0	-250.2	-1611.8	-76.3	2815.7	3244.4	60°
151 (W)	-6537.4	762.5	619.5	3681.1	526.9	-10742.8	11356.0	251°
152 (W)	-6537.4	762.5	619.5	3681.1	526.9	-10742.8	11356.0	251°
153 (W)	-5261.5	-528.1	-731.3	-5537.2	-365.2	10013.9	11442.8	61°
154 (W)	-5261.5	-528.1	-731.3	-5537.2	-365.2	10013.9	11442.8	61°
155 (W)	-6433.4	319.2	146.5	417.6	219.7	-3497.6	3522.4	263°
156 (W)	-6344.3	-60.7	-259.0	-2379.7	-43.6	2712.6	3608.5	49°
157 (W)	-5454.6	295.1	147.3	523.6	205.3	-3441.6	3481.2	261°
158 (W)	-5365.5	-84.8	-258.2	-2273.7	-58.0	2768.6	3582.6	51°
159 (W)	-6537.4	762.5	619.5	3681.1	526.9	-10742.8	11356.0	251°
160 (W)	-6537.4	762.5	619.5	3681.1	526.9	-10742.8	11356.0	251°

161 (W)	-5261.5	-528.1	-731.3	-5537.2	-365.2	10013.9	11442.8	61°
162 (W)	-5261.5	-528.1	-731.3	-5537.2	-365.2	10013.9	11442.8	61°
163 (W)	-6433.4	319.2	146.5	417.6	219.7	-3497.6	3522.4	263°
164 (W)	-6344.3	-60.7	-259.0	-2379.7	-43.6	2712.6	3608.5	49°
165 (W)	-5454.6	295.1	147.3	523.6	205.3	-3441.6	3481.2	261°
166 (W)	-5365.5	-84.8	-258.2	-2273.7	-58.0	2768.6	3582.6	51°
167 (W)	-3429.2	567.6	427.2	2585.4	375.7	6484.8	6981.2	112°
168 (W)	-4562.3	-384.5	-433.2	-3390.6	-266.1	-6910.5	7697.5	296°
169 (W)	-3218.5	869.8	672.3	4187.5	587.8	10314.6	11132.2	112°
170 (W)	-6537.4	-657.6	-731.3	-5537.2	-450.1	-10899.8	12225.6	297°

Factored Panel Loads - Panel 1

Load Case/Combo	N1 (kN)	V1 (kN)	M1 (kNm)	Load Type
1	-4000.0	800.0	2000.0	Wind

Factored Panel Loads - Panel 2

Load Case/Combo	N2 (kN)	V2 (kN)	M2 (kNm)	Load Type
1	-4000.0	800.0	-2400.0	Wind

Factored Panel Loads - Panel 3

Load Case/Combo	N3 (kN)	V3 (kN)	M3 (kNm)	Load Type
1	-4000.0	800.0	-2400.0	Wind

N vs M Results

GLC	169 (Sect. Loading)
Status	Acceptable
Utilization	0.648
Maximum	1.000
Theta	112°

Axial Utilization

Nu = -3218.5 kN
ØNn (max) = -40696.4 kN
Utilization = 0.079

Moment Utilization

Mu = 11132.2 kNm
ØMn = 17173.6 kNm
Utilization = 0.648
Mn = 18600.9 kN
Mp = 21445.3 kN

Shear Utilization

GLC	169 (Sect. Loading)
Status	Acceptable
Utilization	0.587
Maximum	1.000
Panel	1
Tu	869.8 kNm
Arm	2550 mm

Shear in Panel 1

Nu = -3218.5 kN
Mu = 10314.6 kNm
Vu = 587.8 kN
bw = 250 mm
d = 2240 mm
As (Tens) = 15696 mm2
Av = 226 mm2
Lambda = 1.00
ØVs = 779.0 kN
ØVc = 223.0 kN
ØVn = 1002.0 kN
Util = 0.587

Shear in Panel 2

Nu = -1609.3 kN
Mu = 2093.8 kNm
Vu = 677.2 kN
bw = 250 mm
d = 3496 mm
As (Tens) = 7508 mm2
Av = 226 mm2
Lambda = 1.00
ØVs = 1215.8 kN
ØVc = 1225.2 kN
ØVn = 2441.0 kN
Util = 0.277

Shear in Panel 3

Nu = -1609.3 kN
Mu = 2093.8 kNm
Vu = 4.9 kN
bw = 250 mm
d = 3496 mm
As (Tens) = 7508 mm2
Av = 226 mm2
Lambda = 1.00
ØVs = 1215.8 kN
ØVc = 184.7 kN
ØVn = 1400.6 kN
Util = 0.004

Panel 1 Reinforcing

#14 @ 200 V.E.F	Vert Steel Ratio Rho = 0.00616 Rho (min) = 0.00250 Rho (max) = 0.01000 Acceptable	Vert Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 66.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Number of Curtains Curtains Specified = 2 Curtains Required = 1 Acceptable
#12 @ 200 H.E.F	Horz Steel Ratio Rho = 0.00452 Rho (min) = 0.00250 Acceptable	Horz Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 50.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Clear Cover Cover Specified = 40.0 mm Max Cover = 83 mm Acceptable

Panel 2 Reinforcing

#14 @ 200 V.E.F	Vert Steel Ratio Rho = 0.00616 Rho (min) = 0.00250 Rho (max) = 0.01000 Acceptable	Vert Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 66.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Number of Curtains Curtains Specified = 2 Curtains Required = 1 Acceptable
#12 @ 200 H.E.F	Horz Steel Ratio Rho = 0.00452 Rho (min) = 0.00250 Acceptable	Horz Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 50.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Clear Cover Cover Specified = 40.0 mm Max Cover = 83 mm Acceptable

Panel 3 Reinforcing

#14 @ 200 V.E.F	Vert Steel Ratio Rho = 0.00616 Rho (min) = 0.00250 Rho (max) = 0.01000 Acceptable	Vert Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 66.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Number of Curtains Curtains Specified = 2 Curtains Required = 1 Acceptable
#12 @ 200 H.E.F	Horz Steel Ratio Rho = 0.00452 Rho (min) = 0.00250 Acceptable	Horz Bar Spacing S = 200.0 mm S (min) = 50.1 mm S (max) = 457.2 mm Acceptable	Clear Cover Cover Specified = 40.0 mm Max Cover = 83 mm Acceptable

Zone A Reinforcing	8-#16 Vert	#10 Ties @ 200 mm	
Vertical Bar Spacing	Vertical Bar Spacing	Tie Spacing	Splice Type
C-to-C low (y) = 130 mm	C-to-C low (z) = 161 mm	S = 200 mm	Tangential
C-to-C high (y) = 130 mm	C-to-C high (z) = 161 mm	S (min) = 58 mm	Acceptable
Minimum (y) = 70 mm	Minimum (z) = 70 mm	S (max) = 200 mm	
Maximum (y) = N/A	Maximum (z) = 457 mm	Acceptable	
Acceptable	Acceptable		
Area of Zone Steel		Tie Diameter	Misc Information
As = 1608 mm2		d (tie) = 10 mm	Scl (limit) = 152 mm
As (min) = N/A		d (min) = 10 mm	
As (max) = 6000 mm2		Acceptable	
Ag (zone) = 150000 mm2			
Acceptable			

Zone B Reinforcing	8-#16 Vert	#10 Ties @ 200 mm	
Vertical Bar Spacing	Vertical Bar Spacing	Tie Spacing	Splice Type
C-to-C low (y) = 95 mm	C-to-C low (z) = 130 mm	S = 200 mm	Tangential
C-to-C high (y) = 95 mm	C-to-C high (z) = 130 mm	S (min) = 58 mm	Acceptable
Minimum (y) = 70 mm	Minimum (z) = 70 mm	S (max) = 200 mm	
Maximum (y) = 457 mm	Maximum (z) = N/A	Acceptable	
Acceptable	Acceptable		
Area of Zone Steel		Tie Diameter	Misc Information
As = 1608 mm2		d (tie) = 10 mm	Scl (limit) = 152 mm
As (min) = N/A		d (min) = 10 mm	
As (max) = 4000 mm2		Acceptable	
Ag (zone) = 100000 mm2			
Acceptable			

Vertical Reinforcing		Horizontal Reinforcing	
fy (min)	275.8 MPa	fy (min)	275.8 MPa
fy (vert)	420.0 MPa	fy (horz)	410.0 MPa
fy (max)	551.6 MPa	fy (max)	413.7 MPa
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Concrete Strength		Concrete Density	
fc' (min)	17.2 MPa	Wc (min)	1441.7 kg/m3
fc'	30.0 MPa	Wc	2402.8 kg/m3
fc' (max)	68.9 MPa	Wc (max)	2482.9 kg/m3
Status	Acceptable	Status	Acceptable

Custom Reinforcing Bars British Alternate Bars

Index	Bar Designation	Diameter (mm)	Area (mm2)
1	#6	6.0	28.27
2	#8	8.0	50.27
3	#10	10.0	78.54
4	#12	12.0	113.1
5	#14	14.0	153.94
6	#16	16.0	201.06
7	#20	20.0	314.16
8	#25	25.0	490.87
9	#32	32.0	804.25
10	#40	40.0	1256.64
11	#50	50.0	1963.5

Wall Dimensions Lu (y-y) = 3000 mm, Lu (z-z) = 3000 mm, hw = 30000 mm

Panel 1 Thickness	Panels 2 & 3 Thicknesses
T = 250 mm	T = 250 mm
T (min) = 120 mm	T (min) = 120 mm
Acceptable	Acceptable

List of Messages

No Messages...

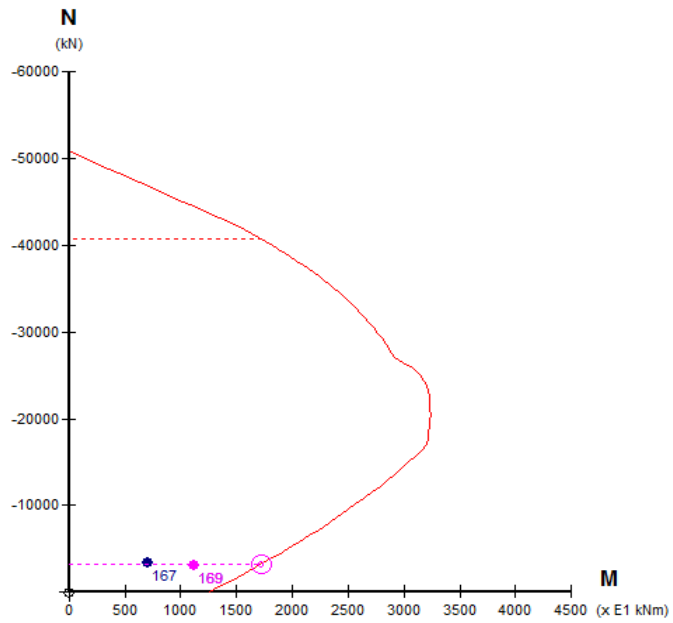


Figure 6.6 : N vs M diagram pour le refend 1.

Prenons un autre exemple, le refend 2 :

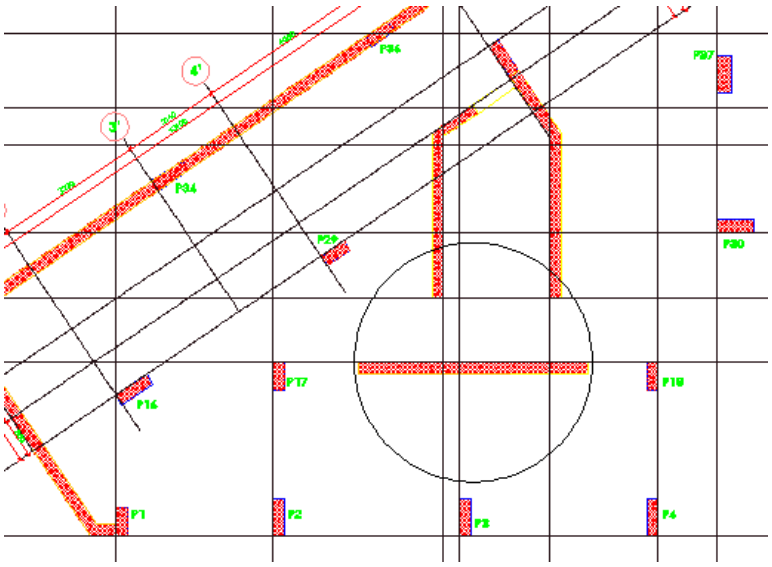


Figure 6.7: le lieu du refend 2

i. Entrée des données :

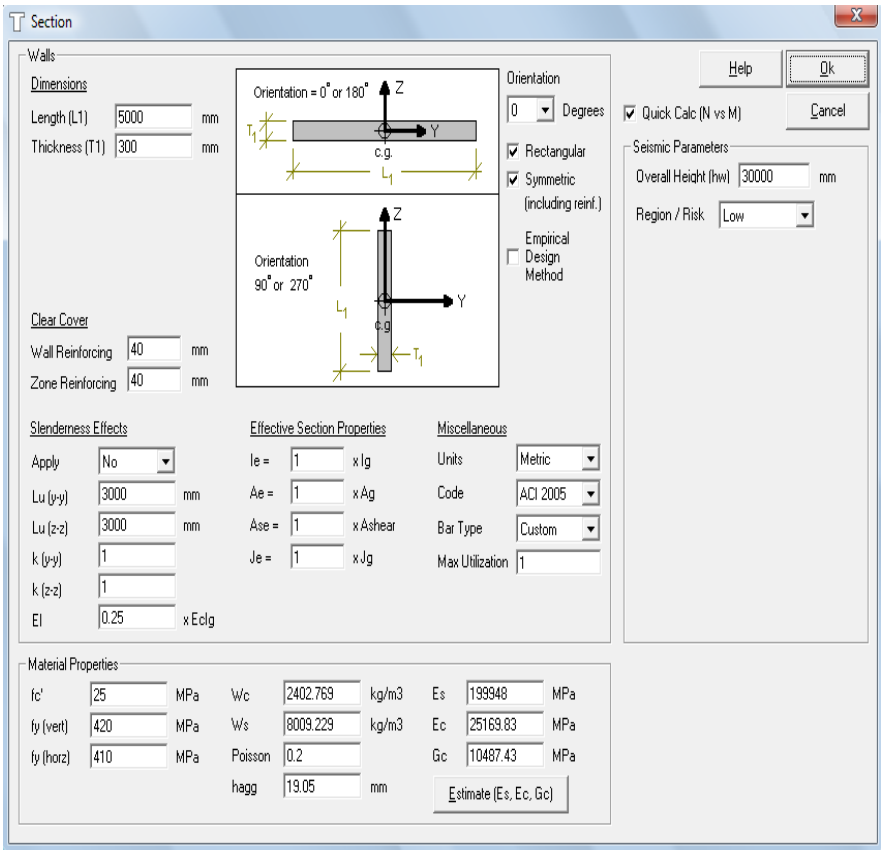


Figure 6.8 : dimensions du refend 2.

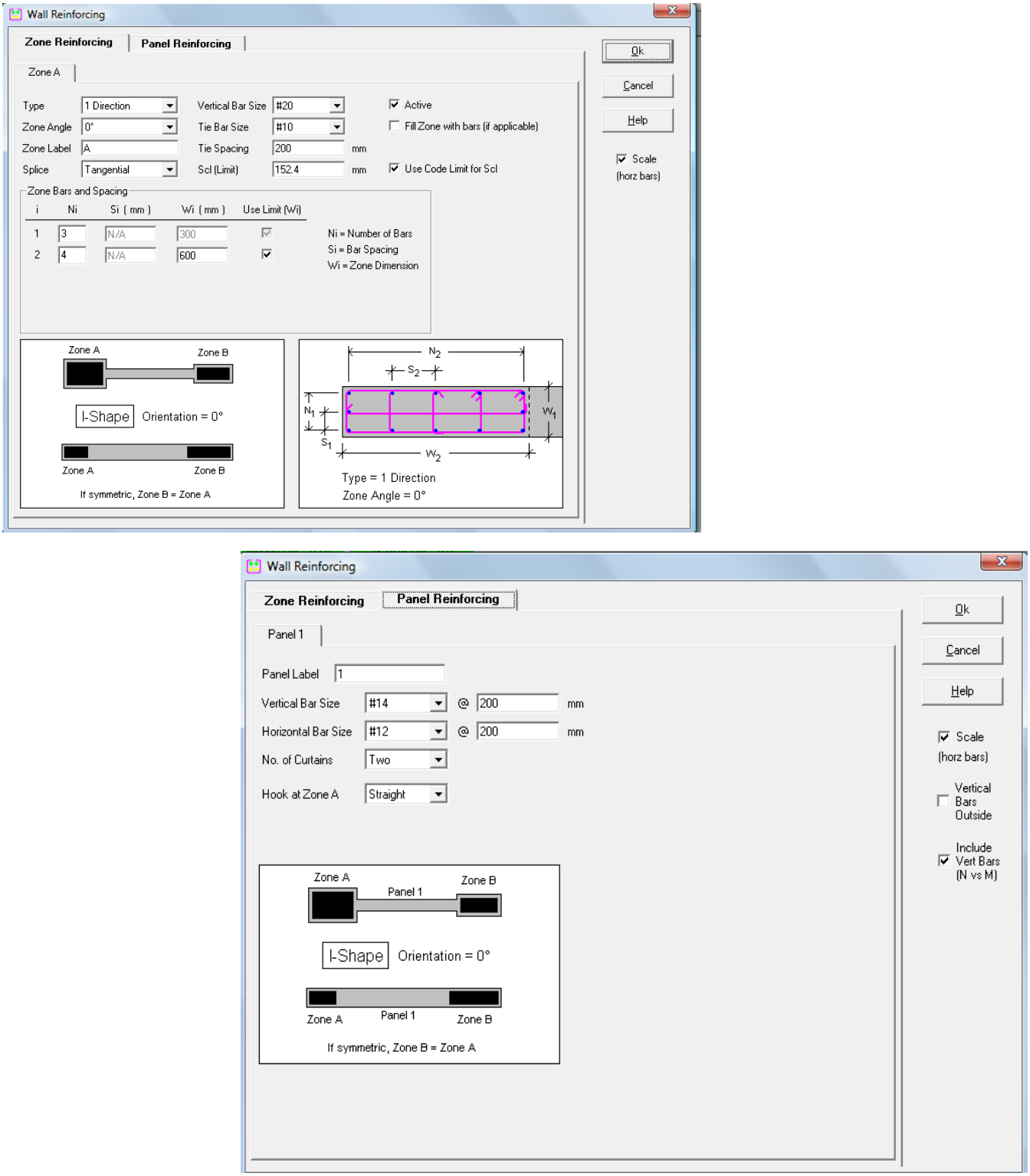
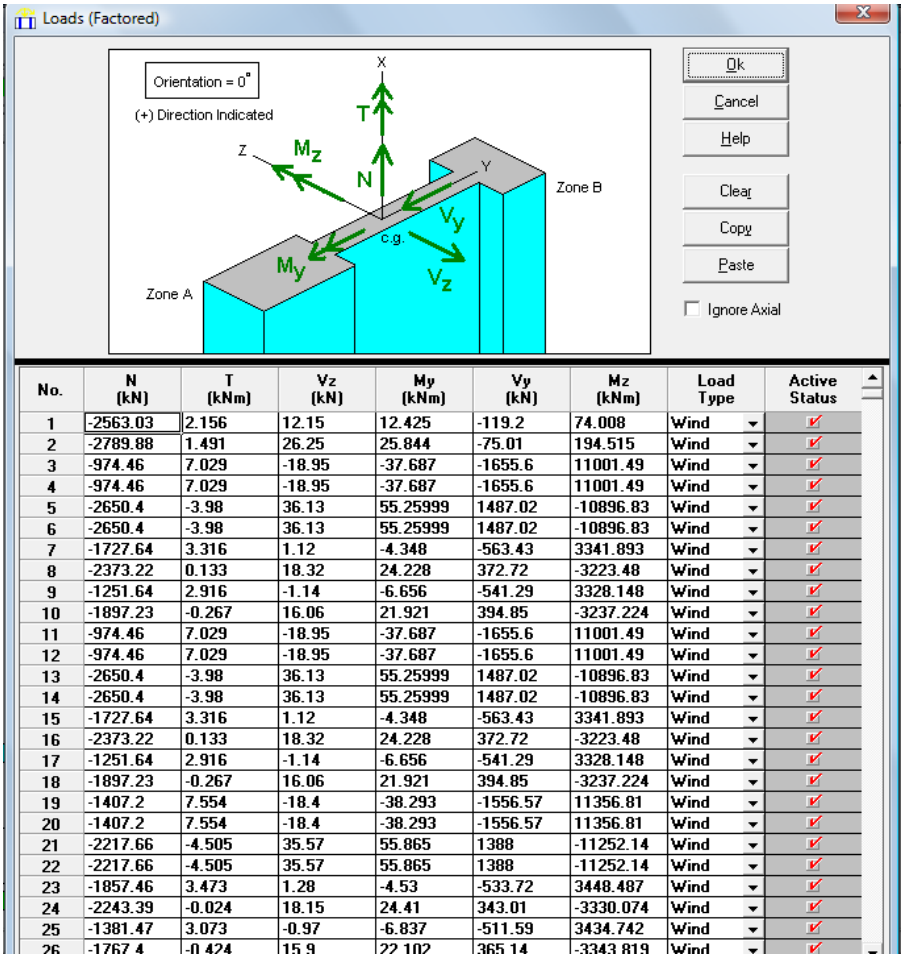


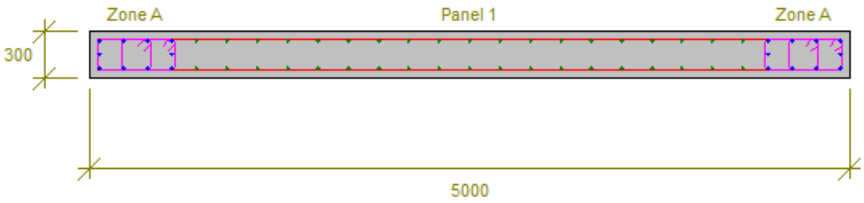
Figure 6.9 : type d'acier utilisé pour le refend 2.

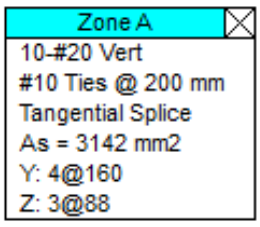


No.	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Load Type	Active Status
1	-2563.03	2.156	12.15	12.425	-119.2	74.008	Wind	
2	-2789.88	1.491	26.25	25.844	-75.01	194.515	Wind	
3	-974.46	7.029	-18.95	-37.687	-1655.6	11001.49	Wind	
4	-974.46	7.029	-18.95	-37.687	-1655.6	11001.49	Wind	
5	-2650.4	-3.98	36.13	55.25999	1487.02	-10896.83	Wind	
6	-2650.4	-3.98	36.13	55.25999	1487.02	-10896.83	Wind	
7	-1727.64	3.316	1.12	-4.348	-563.43	3341.893	Wind	
8	-2373.22	0.133	18.32	24.228	372.72	-3223.48	Wind	
9	-1251.64	2.916	-1.14	-6.656	-541.29	3328.148	Wind	
10	-1897.23	-0.267	16.06	21.921	394.85	-3237.224	Wind	
11	-974.46	7.029	-18.95	-37.687	-1655.6	11001.49	Wind	
12	-974.46	7.029	-18.95	-37.687	-1655.6	11001.49	Wind	
13	-2650.4	-3.98	36.13	55.25999	1487.02	-10896.83	Wind	
14	-2650.4	-3.98	36.13	55.25999	1487.02	-10896.83	Wind	
15	-1727.64	3.316	1.12	-4.348	-563.43	3341.893	Wind	
16	-2373.22	0.133	18.32	24.228	372.72	-3223.48	Wind	
17	-1251.64	2.916	-1.14	-6.656	-541.29	3328.148	Wind	
18	-1897.23	-0.267	16.06	21.921	394.85	-3237.224	Wind	
19	-1407.2	7.554	-18.4	-38.293	-1556.57	11356.81	Wind	
20	-1407.2	7.554	-18.4	-38.293	-1556.57	11356.81	Wind	
21	-2217.66	-4.505	35.57	55.865	1388	-11252.14	Wind	
22	-2217.66	-4.505	35.57	55.865	1388	-11252.14	Wind	
23	-1857.46	3.473	1.28	-4.53	-533.72	3448.487	Wind	
24	-2243.39	-0.024	18.15	24.41	343.01	-3330.074	Wind	
25	-1381.47	3.073	-0.97	-6.837	-511.59	3434.742	Wind	
26	-1767.4	-0.424	15.9	22.102	365.14	-3343.819	Wind	

Figure 6.10 : les charges soutenues par le refend 2.

ii.les résultats obtenus sont les suivants :





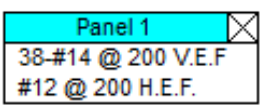
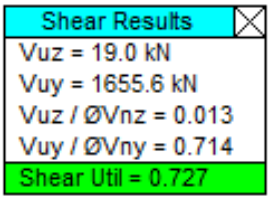
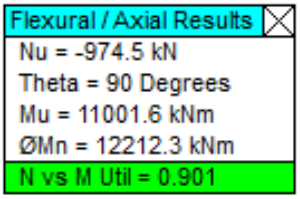


Figure 6.11 : la section et l'acier du refend 2





S-CONCRETE 7.02	File	Summary	
(c) Softek Services Ltd.	C:\ ... final\shear walls\P 15 B.SCO	Status	Acceptable
		Maximum	1.000
Section Name	Consultant	V (shear) Util	0.727
Concrete Section	Racha	N vs M Util	0.901

American Building Standards

ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete"
ACI 318R-05, "Commentary for ACI 318-05"

Design Aids, Manuals, and Handbooks

Notes on ACI 318-02, Portland Cement Association 2002
"ACI Detailing Manual - 1994", ACI Committee 315, American Concrete Institute, 1994
"CRSI Handbook", Concrete Reinforcing Steel Institute, 1992

Section Dimensions	Material Properties	Gross Properties	Effective Properties
I-Shape	fc' = 25 MPa	Zbar = 0 mm	Ae = 1500.0xE3 mm2
L1 = 5000 mm	fy (vert) = 420.0 MPa	Ybar = 0 mm	Ie (y-y) = 11250xE6 mm4
T1 = 300 mm	fy (horz) = 410.0 MPa	Ag = 1500.0xE3 mm2	Ie (z-z) = 3125.0xE9 mm4
	Wc = 2403 kg/m3	Ig (y-y) = 11250xE6 mm4	Ase (Y) = 1000.0xE3 mm2
	Ws = 8009 kg/m3	Ig (z-z) = 3125.0xE9 mm4	Ase (Z) = 1000.0xE3 mm2
	Poisson's Ratio = 0.2	Ashear (Y) = 1000.0xE3 mm2	Je = 43298xE6 mm4
	hagg = 19 mm	Ashear (Z) = 1000.0xE3 mm2	
	Es = 199948 MPa	Jg = 43298xE6 mm4	
Quantities (approx.)	Ec = 25170 MPa		
Concrete = 3575 kg/m	Gc = 10487 MPa		
Steel = 156 kg/m	fr = 3.11 MPa		

Panel 1	Zone A
38-#14 @ 200 V.E.F	10-#20 Vert
#12 @ 200 H.E.F.	#10 Ties @ 200 mm
	Tangential Splice
	As = 3142 mm2
	Y: 4@160
	Z: 3@88

Factored Design Loads

Load Case/Combo	N (kN)	T (kNm)	Vz (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Mz (kNm)	Mres (kNm)	Theta
1 (W)	-2563.0	2.2	12.2	12.4	-119.2	74.0	75.0	100°
2 (W)	-2789.9	1.5	26.3	25.8	-75.0	194.5	196.2	98°
3 (W)	-974.5	7.0	-19.0	-37.7	-1655.6	11001.5	11001.6	90°
4 (W)	-974.5	7.0	-19.0	-37.7	-1655.6	11001.5	11001.6	90°
5 (W)	-2650.4	-4.0	36.1	55.3	1487.0	-10896.8	10897.0	270°
6 (W)	-2650.4	-4.0	36.1	55.3	1487.0	-10896.8	10897.0	270°
7 (W)	-1727.6	3.3	1.1	-4.3	-563.4	3341.9	3341.9	90°
8 (W)	-2373.2	0.1	18.3	24.2	372.7	-3223.5	3223.6	270°
9 (W)	-1251.6	2.9	-1.1	-6.7	-541.3	3328.1	3328.2	90°
10 (W)	-1897.2	-0.3	16.1	21.9	394.9	-3237.2	3237.3	270°
11 (W)	-974.5	7.0	-19.0	-37.7	-1655.6	11001.5	11001.6	90°
12 (W)	-974.5	7.0	-19.0	-37.7	-1655.6	11001.5	11001.6	90°
13 (W)	-2650.4	-4.0	36.1	55.3	1487.0	-10896.8	10897.0	270°
14 (W)	-2650.4	-4.0	36.1	55.3	1487.0	-10896.8	10897.0	270°
15 (W)	-1727.6	3.3	1.1	-4.3	-563.4	3341.9	3341.9	90°
16 (W)	-2373.2	0.1	18.3	24.2	372.7	-3223.5	3223.6	270°
17 (W)	-1251.6	2.9	-1.1	-6.7	-541.3	3328.1	3328.2	90°
18 (W)	-1897.2	-0.3	16.1	21.9	394.9	-3237.2	3237.3	270°
19 (W)	-1407.2	7.6	-18.4	-38.3	-1556.6	11356.8	11356.9	90°
20 (W)	-1407.2	7.6	-18.4	-38.3	-1556.6	11356.8	11356.9	90°
21 (W)	-2217.7	-4.5	35.6	55.9	1388.0	-11252.1	11252.3	270°
22 (W)	-2217.7	-4.5	35.6	55.9	1388.0	-11252.1	11252.3	270°
23 (W)	-1857.5	3.5	1.3	-4.5	-533.7	3448.5	3448.5	90°
24 (W)	-2243.4	0.0	18.2	24.4	343.0	-3330.1	3330.2	270°
25 (W)	-1381.5	3.1	-1.0	-6.8	-511.6	3434.7	3434.7	90°
26 (W)	-1767.4	-0.4	15.9	22.1	365.1	-3343.8	3343.9	270°
27 (W)	-1407.2	7.6	-18.4	-38.3	-1556.6	11356.8	11356.9	90°
28 (W)	-1407.2	7.6	-18.4	-38.3	-1556.6	11356.8	11356.9	90°
29 (W)	-2217.7	-4.5	35.6	55.9	1388.0	-11252.1	11252.3	270°
30 (W)	-2217.7	-4.5	35.6	55.9	1388.0	-11252.1	11252.3	270°
31 (W)	-1857.5	3.5	1.3	-4.5	-533.7	3448.5	3448.5	90°
32 (W)	-2243.4	0.0	18.2	24.4	343.0	-3330.1	3330.2	270°
33 (W)	-1381.5	3.1	-1.0	-6.8	-511.6	3434.7	3434.7	90°
34 (W)	-1767.4	-0.4	15.9	22.1	365.1	-3343.8	3343.9	270°
35 (W)	-1986.3	7.3	-5.2	-24.3	-1665.0	11109.1	11109.1	90°
36 (W)	-1986.3	7.3	-5.2	-24.3	-1665.0	11109.1	11109.1	90°
37 (W)	-3680.5	-3.7	50.0	68.7	1476.8	-10788.7	10789.0	270°
38 (W)	-3680.5	-3.7	50.0	68.7	1476.8	-10788.7	10789.0	270°
39 (W)	-2739.5	3.6	14.9	9.0	-572.9	3449.5	3449.5	90°
40 (W)	-3385.0	0.4	32.1	37.6	363.3	-3115.9	3116.1	269°
41 (W)	-2281.8	3.2	12.7	6.8	-551.6	3436.2	3436.2	90°
42 (W)	-2927.4	0.0	29.9	35.4	384.6	-3129.1	3129.3	269°
43 (W)	-1986.3	7.3	-5.2	-24.3	-1665.0	11109.1	11109.1	90°
44 (W)	-1986.3	7.3	-5.2	-24.3	-1665.0	11109.1	11109.1	90°
45 (W)	-3680.5	-3.7	50.0	68.7	1476.8	-10788.7	10789.0	270°

46 (W)	-3680.5	-3.7	50.0	68.7	1476.8	-10788.7	10789.0	270°
47 (W)	-2739.5	3.6	14.9	9.0	-572.9	3449.5	3449.5	90°
48 (W)	-3385.0	0.4	32.1	37.6	363.3	-3115.9	3116.1	269°
49 (W)	-2281.8	3.2	12.7	6.8	-551.6	3436.2	3436.2	90°
50 (W)	-2927.4	0.0	29.9	35.4	384.6	-3129.1	3129.3	269°
51 (W)	-2419.0	7.8	-4.6	-24.9	-1566.0	11464.4	11464.4	90°
52 (W)	-2419.0	7.8	-4.6	-24.9	-1566.0	11464.4	11464.4	90°
53 (W)	-3247.8	-4.2	49.4	69.3	1377.7	-11144.1	11144.3	270°
54 (W)	-3247.8	-4.2	49.4	69.3	1377.7	-11144.1	11144.3	270°
55 (W)	-2869.3	3.7	15.0	8.8	-543.2	3556.0	3556.1	90°
56 (W)	-3255.2	0.2	31.9	37.8	333.6	-3222.5	3222.7	269°
57 (W)	-2411.6	3.4	12.9	6.6	-521.9	3542.8	3542.8	90°
58 (W)	-2797.5	-0.1	29.7	35.6	354.9	-3235.7	3235.9	269°
59 (W)	-2419.0	7.8	-4.6	-24.9	-1566.0	11464.4	11464.4	90°
60 (W)	-2419.0	7.8	-4.6	-24.9	-1566.0	11464.4	11464.4	90°
61 (W)	-3247.8	-4.2	49.4	69.3	1377.7	-11144.1	11144.3	270°
62 (W)	-3247.8	-4.2	49.4	69.3	1377.7	-11144.1	11144.3	270°
63 (W)	-2869.3	3.7	15.0	8.8	-543.2	3556.0	3556.1	90°
64 (W)	-3255.2	0.2	31.9	37.8	333.6	-3222.5	3222.7	269°
65 (W)	-2411.6	3.4	12.9	6.6	-521.9	3542.8	3542.8	90°
66 (W)	-2797.5	-0.1	29.7	35.6	354.9	-3235.7	3235.9	269°

N vs M Results

GLC 3
Status Acceptable
Utilization 0.901
Maximum 1.000
Theta 90°

Axial Utilization

Nu = -974.5 kN
ØNn (max) = -19090.8 kN
Utilization = 0.051

Moment Utilization

Mu = 11001.6 kNm Mn = 13367.3
ØMn = 12212.3 kNm Mp = 15859.5
Utilization = 0.901

Shear Utilization

GLC 3
Status Acceptable
Utilization 0.727 = Uz + Uy
Maximum 1.000

Torsion

Tu = 7.6 kNm
T (limit) = 56.2 kNm
Acceptable

Shear Z-Direction

Nu = -974.5 kN
Mu (y-y) = -37.7 kNm
Vuz = 19.0 kN
bw = 5000 mm
d = 240 mm
As (Tens) = 8208 mm2
Av = 0 mm2
Lambda = 1.00
ØVsz = 0.0 kN
ØVcz = 1425.7 kN
ØVny = 1425.7 kN
Util (Uz) = 0.013

Shear Y-Direction

Nu = -974.5 kN
Mu (z-z) = 11001.5 kNm
Vuz = 1655.6 kN
bw = 300 mm
d = 4000 mm
As (Tens) = 8461 mm2
Av = 226 mm2
Lambda = 1.00
ØVsy = 1391.1 kN
ØVcy = 928.7 kN
ØVny = 2319.8 kN
Util (Uy) = 0.714

Panel 1 Reinforcing

#14 @ 200 V.E.F

Vert Steel Ratio
Rho = 0.00513
Rho (min) = 0.00250
Rho (max) = 0.01000
Acceptable

Vert Bar Spacing
S = 200.0 mm
S (min) = 66.1 mm
S (max) = 457.2 mm
Acceptable

Number of Curtains
Curtains Specified = 2
Curtains Required = 2
Acceptable

#12 @ 200 H.E.F

Horz Steel Ratio
Rho = 0.00377
Rho (min) = 0.00250
Acceptable

Horz Bar Spacing
S = 200.0 mm
S (min) = 50.1 mm
S (max) = 457.2 mm
Acceptable

Clear Cover
Cover Specified = 40.0 mm
Max Cover = 100 mm
Acceptable

Zone A Reinforcing — **10-#20 Vert** — **#10 Ties @ 200 mm**

Vertical Bar Spacing	Vertical Bar Spacing	Tie Spacing	Splice Type
C-to-C low (y) = 160 mm	C-to-C low (z) = 88 mm	S = 200 mm	Tangential
C-to-C high (y) = 160 mm	C-to-C high (z) = 88 mm	S (min) = 58 mm	Acceptable
Minimum (y) = 78 mm	Minimum (z) = 78 mm	S (max) = 200 mm	
Maximum (y) = 457 mm	Maximum (z) = 457 mm	Acceptable	
Acceptable	Acceptable		

Area of Zone Steel	Tie Diameter	Misc Information
As = 3142 mm2	d (tie) = 10 mm	Scl (limit) = 152 mm
As (min) = N/A	d (min) = 10 mm	
As (max) = 7200 mm2	Acceptable	
Ag (zone) = 180000 mm2		
Acceptable		

Vertical Reinforcing

fy (min)	275.8 MPa
fy (vert)	420.0 MPa
fy (max)	551.6 MPa
Status	Acceptable

Horizontal Reinforcing

fy (min)	275.8 MPa
fy (horz)	410.0 MPa
fy (max)	413.7 MPa
Status	Acceptable

Concrete Strength

fc' (min)	17.2 MPa
fc'	25.0 MPa
fc' (max)	68.9 MPa
Status	Acceptable

Concrete Density

Wc (min)	1441.7 kg/m3
Wc	2402.8 kg/m3
Wc (max)	2482.9 kg/m3
Status	Acceptable

Custom Reinforcing Bars British Alternate Bars

Index	Bar Designation	Diameter (mm)	Area (mm2)
1	#6	6.0	28.27
2	#8	8.0	50.27
3	#10	10.0	78.54
4	#12	12.0	113.1
5	#14	14.0	153.94
6	#16	16.0	201.06
7	#20	20.0	314.16
8	#25	25.0	490.87
9	#32	32.0	804.25
10	#40	40.0	1256.64
11	#50	50.0	1963.5

Wall Dimensions

Lu (y-y) = 3000 mm, Lu (z-z) = 3000 mm, hw = 30000 mm

Panel 1 Thickness
T = 300 mm
T (min) = 120 mm
Acceptable

List of Messages

No Messages...

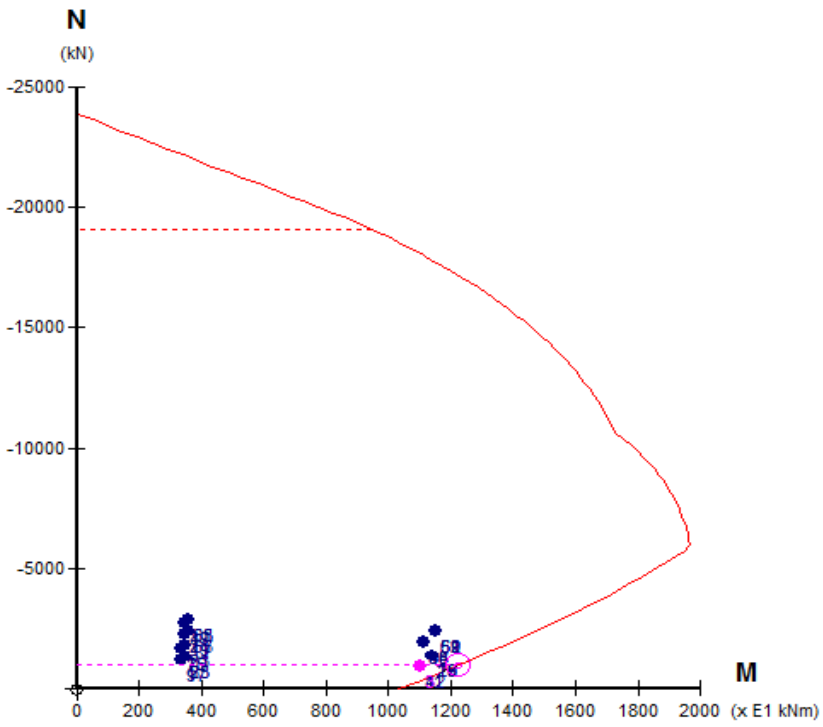


Figure 6.12 : N vs M digramme du refend 2

I. Généralités :

a) Définition:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).
La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

1. un effort normal : charge vertical centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
2. une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction.
3. un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du: site, sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

b) Stabilité des fondations:

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action:

1. des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

2. des sollicitations dues au sol qui sont: des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, ...)

Les massifs de fondations doivent être stables, c'est à dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

II. Calcul manuel :

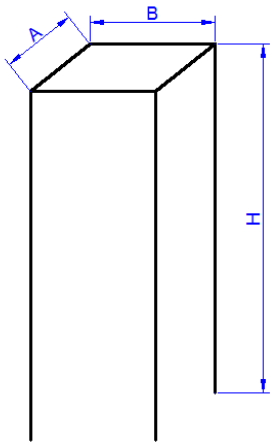
Dans ce chapitre nous sommes intéressées à étudier la conception des fondations, pour savoir déterminer quels types de fondations ces 2 blocks ont besoin pour transférer les charges qu'elles portent verticalement vers le sol.

Notons que les poteaux **P11, P11b, P15, P19, P25, P32 et P36** du **block III** , et **P15 et P40** du **block I sont implantées dans le 1er étage** sur des poutres en retombées qui transfèrent les charges de ces poteaux vers celles à gauche et à droite reliés par cette poutre.

Le calcul des dimensions des fondations se fait suivant l'ELU, et les étapes à suivre sont les suivantes:

a) déterminer le poids propre de chaque poteau, du 6eme étage jusqu'au sous-sol à l'état limite service par la formule suivante :

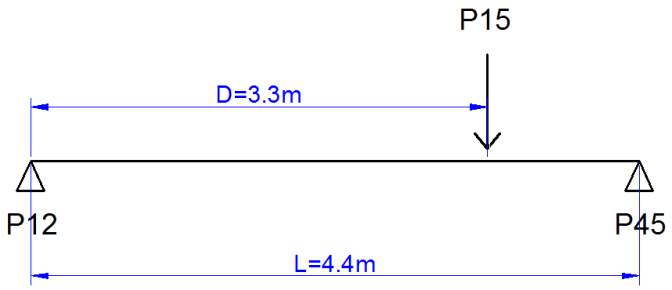
γ_{beton} * A* B* H avec H= 3.25 m



Les résultats suivants les sections des poteaux sont représentés dans le tableau suivant:

Section	E.L.S	E.L.U
60*25	1.2	1.68
80*25	1.6	2.24
80*30	1.92	2.7
90*30	2.16	3.024
90*35	2.52	3.528

b) Pour les poteaux implantés sur la dalle du 1er étage, il faut distribuer leur charge aux poteaux voisins. Soit à prendre P12 du block III comme exemple:



Poids transféré à **P12** = poids (**P15**) * $\frac{(L-D)}{L}$

Poids transféré à **P45** = poids (**P15**) * $\frac{D}{L}$

c) poids transféré à la fondation =
(6*(Étage courante) + 1er étage +rez de chaussée+ poids des poteaux + poids transféré par des poteaux implantés**)***1.05**

On ajoute 5% pour prendre le poids de la fondation en considération

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

d) diviser les charges calculées dans c) en un nombre de catégorie pour avoir des types précis de fondation:

Block I:

Intervalle de poids calculé	Poids pris pour le design (P)
22 t et moins	22 t
22 t - 60 t	60 t
60 t - 85 t	85 t
85 t -125 t	125 t
125 t - 155t	155 t
155 t - 210 t	210 t
210 t -270 t	270 t
> 270 t	360 t

Block III:

Intervalle de poids calculé	Poids pris pour le design (P)
81 t et moins	81 t
81 t - 121 t	121 t
121 t - 182 t	182 t
182 t - 232 t	232 t
232 t - 232 t	270 t

e) surface de la fondation (cm^2) = $\frac{P\ (kg)}{capacite\ portante\ du\ sol\ (\frac{kg}{cm2})}$

Avec : la capacité portante du sol vaut 2.5 kg /cm^2

Suivant le poids (P) pris pour le calcul des dimensions on obtient la liste suivante de fondation pour les 2 blocks étudiés :

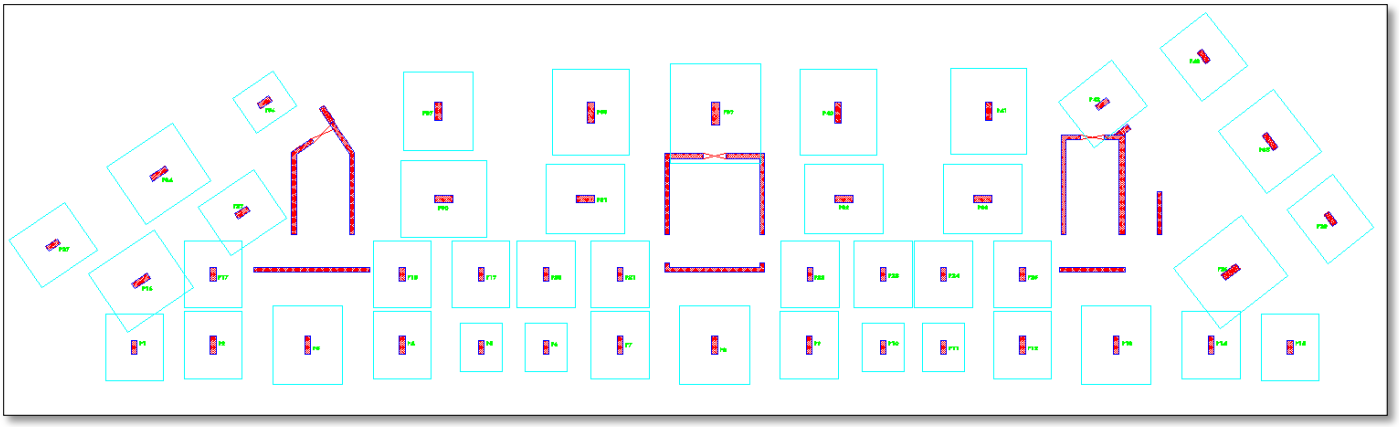
Block III:

Poids (P)	Dimensions des fondations (cm*cm)
81 t	160*200
121 t	200*240
182 t	250*290
232 t	280*320
270 t	310*350

Block I:

Poids (P)	Dimensions des fondations (cm*cm)
22 t	80*120
60 t	150*185
85 t	180*210
125 t	220*260
155 t	250*290
210 t	300*340
270 t	330*370
360 t	390*430

L'allure générale des fondations des 2 blocks est la suivante:



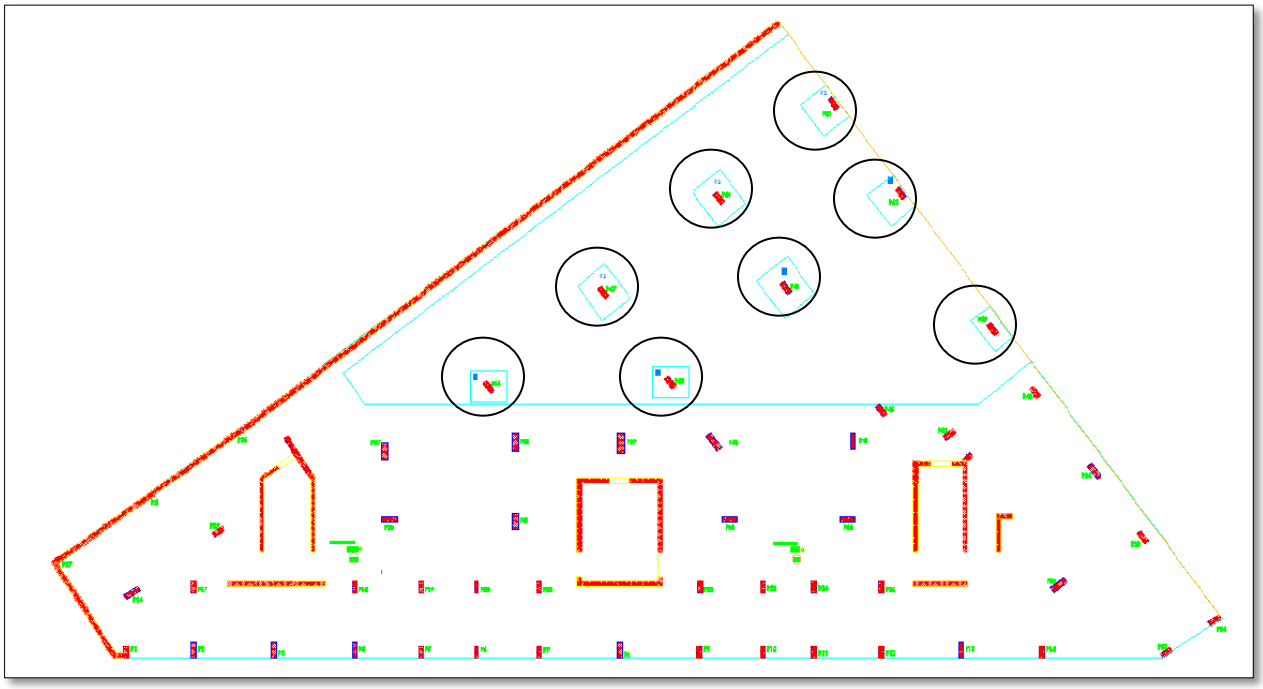
Cette allure nous montre que les fondations sont très proches les unes des autres alors on préfère appliquer un radier général dont la conception sera indiquée dans la partie VII de ce chapitre.

III. Epaisseur des fondations pour block I :

Quelque poteaux extérieurs existent dans le block I et peuvent avoir des fondations isolées suivant le même calcul appliqué dans la partie II de ce chapitre.

Dans cette partie on va déterminer l'épaisseur de ces fondations.

L'allure générale du sous-sol du Block I:



Les poteaux entourés dans la figure si dessus sont :

P44, P45, P47, P48, P49, P50, P51, P52

Les étapes à suivre pour la détermination de l'épaisseur nécessaire de ces fondations sont les suivantes:

1) Calculer **Pu** qui est la **charge ultime** transférée des étages jusqu'aux fondations y compris le poids ultime des poteaux, et cela se calcul comme précédemment en appliquant l'équation suivante des charges à **l'ELU**:
   6*(étage typique) + 1er étage +rez de chaussée+ poids des poteaux + poids transféré par des poteaux implantés

2) Déterminer la surface des fondations (m^2)

3) Calculer **Qu** qui est la pression ultime sur le sol (t/m^2):
   Qu = $\frac{Pu\ (t)}{surface\ de\ la\ fondation\ (m2)}$

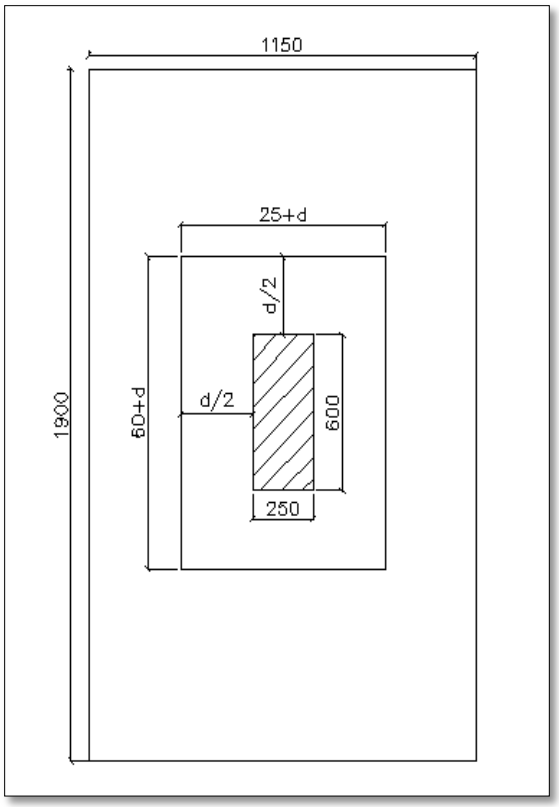
Poteau	GF (U)	Poteau (U)	Ultimate load on footing	1st side	2nd side	area of footing	area(m2)	qu net(t/m2)
P44	85.65	1.68	87.33	150	185	27750	2.775	31.47
P45	74.23	1.68	75.91	150	185	27750	2.775	27.35
P47	114.20	1.68	115.88	175	210	36750	3.675	31.53
P49	68.52	1.68	70.20	115	190	27750	2.775	25.30
P51	77.09	1.68	78.77	150	185	27750	2.775	28.39
P52	59.96	1.68	61.64	150	185	27750	2.775	22.21

Les poteaux P48 et P50 ont des sections dépendantes des poutres de redressement auxquels ils sont reliés. La section de ceux-ci est claire dans les plans S102, S104.

4) Pour un même type de fondation, on cherche le plus grand Qu pour déterminer son épaisseur h. On doit vérifier la "punching shear" (two-way shear) et le « one-way shear »

5) Prenons le poteau **P49 comme exemple** pour le calcul de son épaisseur:
   P49 (60*25) ⟶ dimension de fondation: **115cm*190cm**
   Qu la plus grande pour ce type de fondation : **31.47 t/m²**

◆ **vérification du "two way shear":**

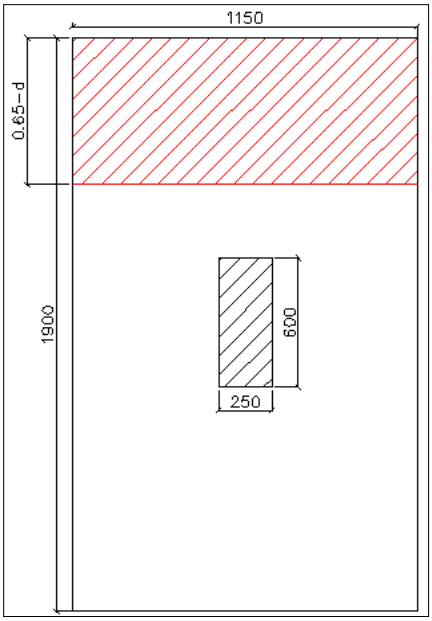


- area subjected to punching
  = 1.15*1.9 - (0.6+d)*(0.25+d)
  = $2.185 - 0.85*d - d^2$
- perimeter resisting to punching :
  b_o = 2(0.6+d) +2*(0.25+d) = 1.7 +4*d

- V_u = Qu*(area subjected to punching)
  = 31.47 * $(2.185 - 0.85*d - d^2)$
  = $68.76 - 26.749*d - 31.47*d^2$

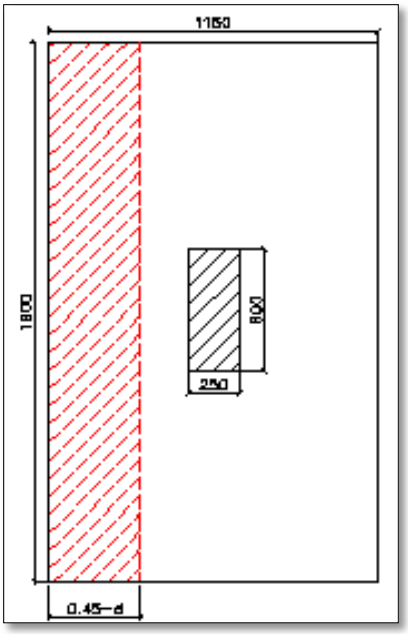
- $V_n = \phi * V_c = 0.85*4*b_0*d*\sqrt{f_c'}$
  $= 0.85 * 4 * (1.7+4*d) *d* \frac{\sqrt{(250*14.223)}}{14.223} *10$
  = $242.335*d + 570.2 *d^2$
- $V_u = V_n = \phi * V_c$
  → $242.335*d + 570.2 *d^2 = 68.76 - 26.749*d - 31.47*d^2$ d'où **d= 18cm**
  h=30 cm

◆ **vérification du "one way shear":**



- V_u = Qu * flexural area
  = 31.47 *1.15 * (0.65 - d)
  = 23.523 – 36.19*d
- $V_n = \phi * V_c = 0.85*4*b_w*d*\sqrt{f_c'}$
  $= 0.85 * 4 * 1.5 *d* \frac{\sqrt{(250*14.223)}}{14.223} *10 = 106.91 *d$
- $V_u = V_n = \phi * V_c$
  → 23.523 - 36.19*d = 106.91 *d d'où **d=17cm**
  donc **h=30cm**

- V_u = Qu * flexural area
  = 31.47 *1.9 * (0.45 - d)
  = 26.9 – 59.79*d
- $V_n = \phi * V_c = 0.85*4*b_w*d*\sqrt{f_c'}$
  $= 0.85 * 4 * 1.5 *d* \frac{\sqrt{(250*14.223)}}{14.223} *10 = 131.86 *d$
- $V_u = V_n = \phi * V_c$
  → 26.9 - 59.79*d = 131.86 *d d'où **d=14cm** donc **h=25cm**



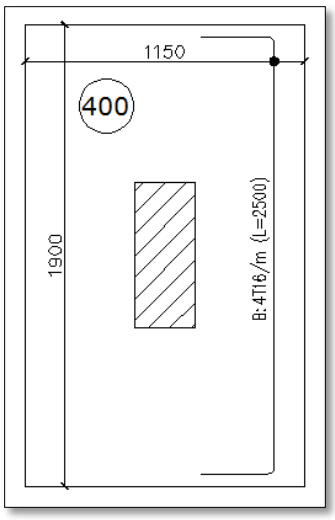
⇨ **donc on peut déduire que h=30 cm, il est préférable d'utiliser h=40 cm**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

column	H calculé (cm)	H final (cm)
P44	35	40
P45	35	40
P47	40	40
P48	40	40
P49	30	40
P50	40	40
P51	35	40
P52	35	40

IV. Ferraillage des fondations du block I :

Comme précédemment prenons P49 comme exemple pour déterminer le ferraillage de sa fondation dans les 2 directions.

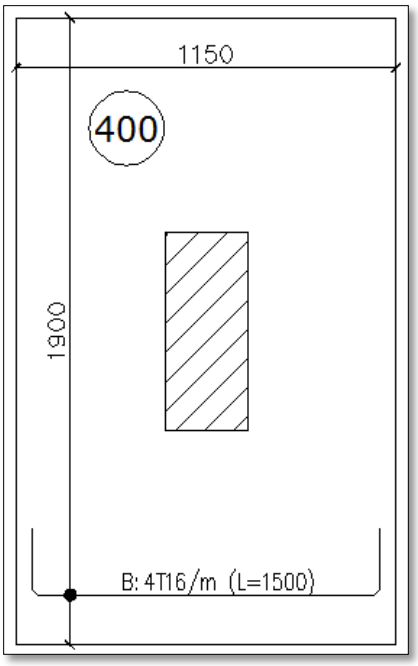


i. Dans la longue direction :

→ Moment Mu = Qu*area* arm

{ Area = [(B-b)/2] * 1 (car par mètre linaire)
{ Arm = (B-b)/4

Mu= 31.47 *0.65^2/2 = 6.64 T.m/m



➔ Mu= A_s *f_y *Z avec Z=0.95*d
= A_s *40000 *0.285 =11400*A_s

⇨ d'où A_s = 5.394 cm^2 ⟶ **4T16/m**

ii. Dans la courte direction :

{Area = [(H-h)/2] * 1 (car par mètre linaire)
Arm = (H-h)/4

➔ Mu= 31.47 *0.64^2/2 = 6.44 T.m/m

➔ Mu= A_s *f_y *Z avec Z=0.95*d
= A_s *40000 *0.285 =11400*A_s

⇨ d'ou A_s = 5.394 cm^2 ⟶ **4T16/m**

Les sections des fondations sont représentées dans les plans S102, S104.

V. Dimensionnement de chainage :

1) intérêt du chainage:

Sous l'action des charges verticales transférées jusqu'au sol, les fondations peuvent subir des tassements indépendants les unes des autres, et cela peut conduire à la détérioration de l'ouvrage, et à des fissurations parfois importante et dangereuse dans la structure. Pour éviter ces dégâts, on a recours à relier les fondations ensembles par une liaison appelée **"chainage"** pour obtenir une chaine cohérente entre les fondations.

2) dimensionnement:

Le chainage est un élément soumis à la compression ou à la traction par les chargements qui lui sont transférées à ses extrémités, par suite le dimensionnement du chainage est similaire à un poteau soumis à la compression ou à la traction uniquement. Pour effectuer ce dimensionnement entre 2 fondations 1 et 2, les étapes à suivre sont les suivantes:

- D'après la combinaison ultime des charges indiquées dans le chapitre 2, on obtient la charge ultime maximal **Pu** exercée sur les fondations isolées de chaque poteau (obtenu du logiciel ETABS).

- **P_u1** et **P_u2** appliquées aux extrémités du chainage, sont converties à une force normale Nu appliquée au centre de gravité de la section, par la formule suivante:

$$N_u = \frac{Pu1+Pu2}{7}$$

- les armatures de la section du chainage :

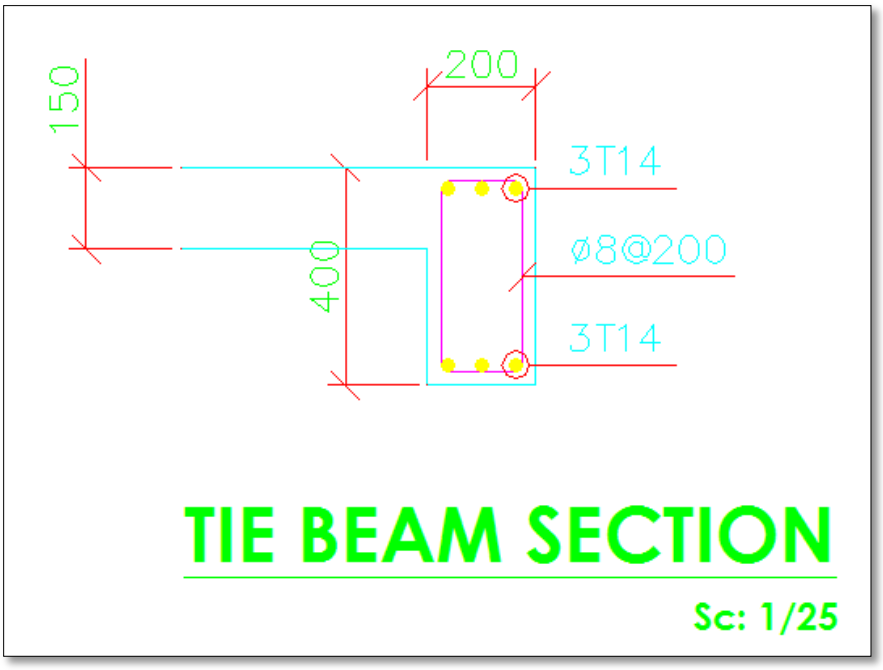
$$A_s = \frac{Nu}{0.9*fy}$$ avec f_y =40000 t/m^2

3) Résultats:

Un exemple de calcul est mentionné dans le tableau suivant :

La section de chainage utilisée dans ce projet est (20cm*40cm)

	Pu 1	Pu 2	Nu	As	armature
P50	96.76 t		29.1 t	8.083 cm^2	6T14
P47		106.88 t			



VI. Design de poutre de redressement "strap beam" :

C'est une poutre qui relie une fondation extérieure soumise à une charge de poteaux excentrées (qui se situe sur la limite du bâtiment) à une autre intérieure pour éviter le renversement du poteau extérieur.

Pour le calcul de cette poutre, on suppose que le poids de la poutre, de la fondation extérieure et celle intérieure sont annulées par la pression du sol causés par eux. Cette poutre est supposée comme une poutre console.

Exemple de calcul : les poteaux P52 et P50 du block I :

Supposons les dimensions suivantes de la poutre :

- b=60cm (larguer du poteau)
- h=40 cm (épaisseur de la fondation)

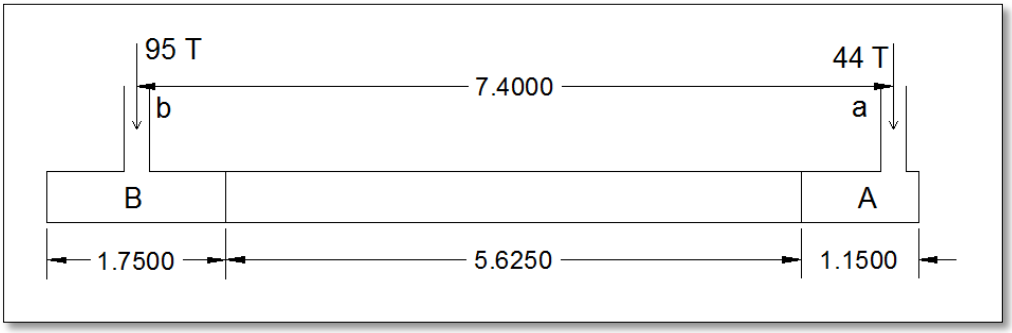
Les dimensions des fondations extérieure (A) et intérieure(B) sont les suivantes :

- (A) : 1.15 m et 1.45 m
- (B) : 1.75 m et 1.5 m

Les poteaux (a) et (b) sont de dimensions 60cm*25cm et sont distants de 7.4m centre au centre.

D'après le logiciel « SAFE » on obtient les forces agissantes aux poteaux :

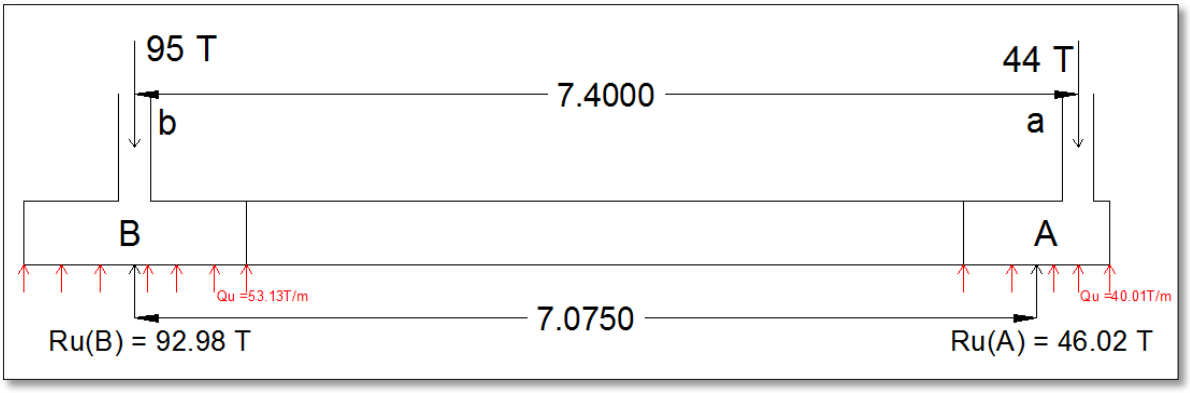
- (A) : P_u = 44 T
- (B) : P_u = 95 T



Calculons les réactions du sol aux fondations R_u(A) et R_u(B)

$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_u(A) = 46.02$ T

$\sum V = 0 \Rightarrow R_u(B) = 92.98$ T



Ayant ces forces, les sollicitations agissantes sur cette poutre sont :

- L'effort tranchant =95-92.98 = 46.02-44 = 2.02 T
- Le moment fléchissant maximal = 2.02 *7.075 =14.3 T.m

D'où l'acier de cette poutre est A_s = 15.33 cm^2 alors on utilise 5T20 ou 8T16

La section de cette poutre est représentée clairement dans le plan S105.

VII. radier général :

1) Mode de fonctionnement:

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur la toute la surface de l'ouvrage (parfois plus). Le radier général doit reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le radier sert a :
- Réaliser l'encastrement de la structure
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols

2) Mode d'emploi:

Le radier est une fondation superficielle. Il constitue une extension du principe des semelles (filantes ou isolées) lorsque celles-ci doivent présenter des dimensions très importantes conduisant à leur interférence.

Cette configuration peut être due aux facteurs suivants:
- Faible capacité portante du sol.
- Intensité des charges à transmettre.
- Densité de la structure.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, et que le bon sol est située en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure a la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risque pas d'entrainer des tassements différentiels incompatibles.
Lorsque la compressibilité du sol varie de manière importante ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité, il y a lieu de prévoir des **joints de rupture**. Le radier est alors conçu pour jouer un rôle repartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction. Il joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable.

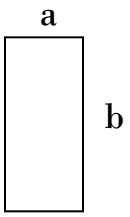
Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquées des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier. Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravite du radier.

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut verifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage avec un coefficient de sécurité.

3) <u>Dimensionnement du radier</u>:

Soit à effectuer le dimensionnement du radier du block III comme exemple

soit $b_0 = \begin{cases} 2a+2b+4d & \text{si poteau intérieur} \\ a+2b+2d & \text{si poteau façade // a} \\ b+2a+2d & \text{si poteau façade // b} \end{cases}$



★ <u>le poteau intérieur critique a les dimensions suivantes</u>:

P7 : a=30cm ; b=90cm ; Pu=367t

- $Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{Bc})*b_0*d*\sqrt{f'_c}$

avec $\begin{cases} \beta_c = \max\{2;b/a\} = \max\{2; 0.9/0.3\} = 3 \\ b_0 = 2a+2b+4d = 2*30+2*90+4d = 240+4d \end{cases}$

$Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{3})*(240+4d)*d*\sqrt{250}$

$=2849*d+47.48*d^2$

→ $2849*d+47.48*d^2 = 367000$ d'ou **d= 63cm**

★ <u>le poteau "// a" critique a les dimensions suivantes</u>:

P4 : a=25cm ; b=80cm ; Pu=273.72t

- $Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{Bc})*b_0*d*\sqrt{f'_c}$

avec $\begin{cases} \beta_c = \max\{2;b/a\} = \max\{2; 0.8/0.25\} = 3.2 \\ b_0 = a+2b+2d = 25+2*80+2d = 185+2d \end{cases}$

$Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{3.2})*(185+2d)*d*\sqrt{250}$

$=2140*d+23.14*d^2$

→ $2140*d+23.14*d^2 = 273720$ d'ou **d= 72cm**

★ <u>le poteau "// b" critique a les dimensions suivantes</u>:

P53 : a=25cm ; b=60cm ; Pu=126t

- $Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{Bc})*b_0*d*\sqrt{f'_c}$

avec $\begin{cases} \beta_c = \max\{2;b/a\} = \max\{2; 0.6/0.25\} = 2.4 \\ b_0 = b+2a+2d = 60+2*25+2d = 110+2d \end{cases}$

$Pu = 0.265*0.85*(2+\frac{4}{2.4})*(110+2d)*d*\sqrt{250}$

$=1436.6*d+26.12*d^2$

→ $1436.6*d+26.12*d^2 = 126000$ d'ou **d= 47cm**

⇨ L'épaisseur du radier du **block III** est donc **h=d+10cm ≈ 85cm**

Le même travail est répété pour **block I** et l'épaisseur est **h=80cm**

4) Résultat du logiciel:

a. But de l'utilisation du logiciel:

Il est nécessaire d'examiner si l'épaisseur du radier est suffisante sous l'action des charges permanentes, d'exploitations, sismiques et la capacité portante du sol, et cela en utilisant le logiciel **"SAFE".**
En exportant du modèle "ETABS" la base du bâtiment, toutes les charges, sollicitations, actions et combinaisons à l'ELU et l'ELS sont exportées et prises en considération durant la vérification.

b. Conditions à vérifier:

Les conditions à verifier par ce logiciel sont:

- la pression du radier sur le sol ne doit pas dépasser la capacité portante de ce sol (2.5 kg/cm^2), si non on doit augmenter l'épaisseur du radier dans les zones non vérifiées ou traiter convenablement le sol (travail du géotechnicien).
- Un rapport de poinçonnement "punching shear capacity ratio" plus grand que 1 indique que cette zone doit être traitée, soit par augmentation d'épaisseur autour de cette zone ou par ajout des armatures transversales "dowels".C'est un rapport entre le poinçonnement obtenu sous l'action des charges et le poinçonnement critique maximal acceptable.

c. Input :

- f'_c utilisée pour le dimensionnement du radier est 25 MPa
- module d'élasticité $E= 4700*\sqrt{f'_c} = 23500$ N/mm^2
- $\gamma_{concrete}$=2.5t/m^3
- enrobage des aciers inferieurs = 10cm
- épaisseur du radier du **block I** est **80 cm**, et celui du **block III** est **90cm**

d. Output :

➔ **pression sur le sol :**

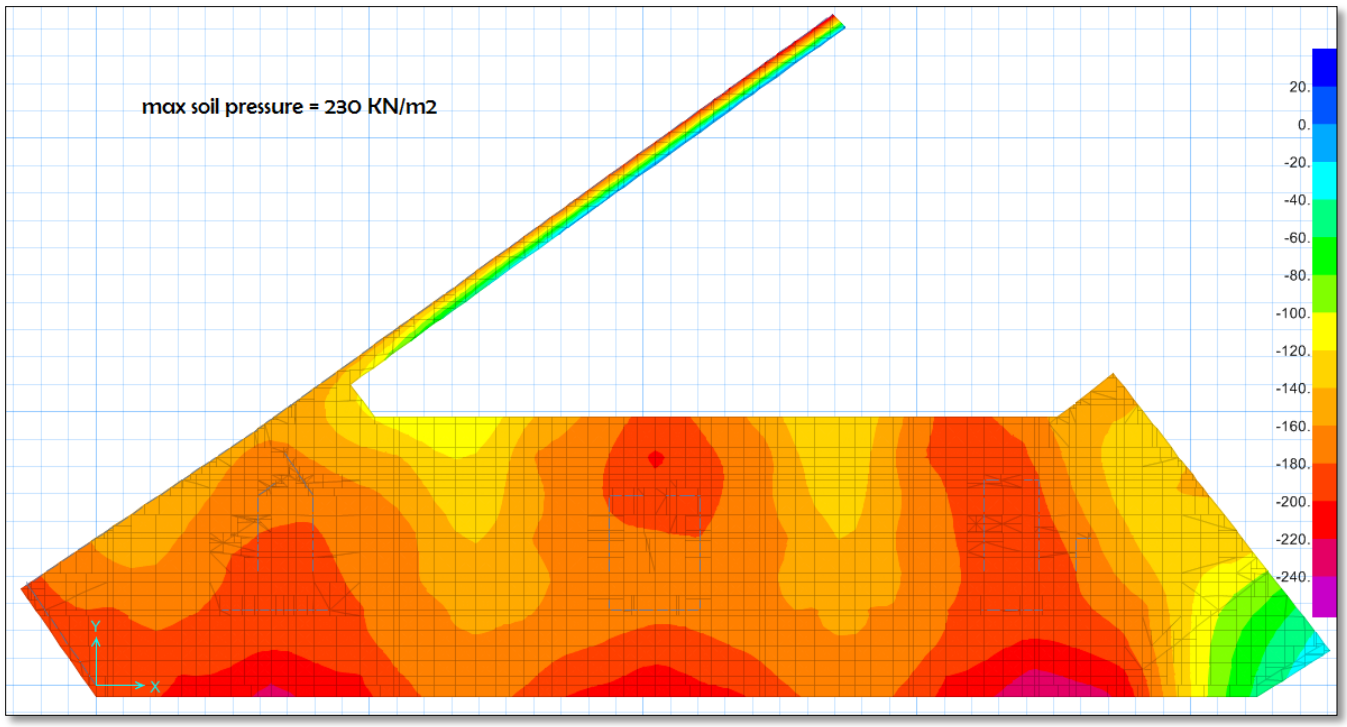


Figure 7.2:.Block I - pression sur le sol

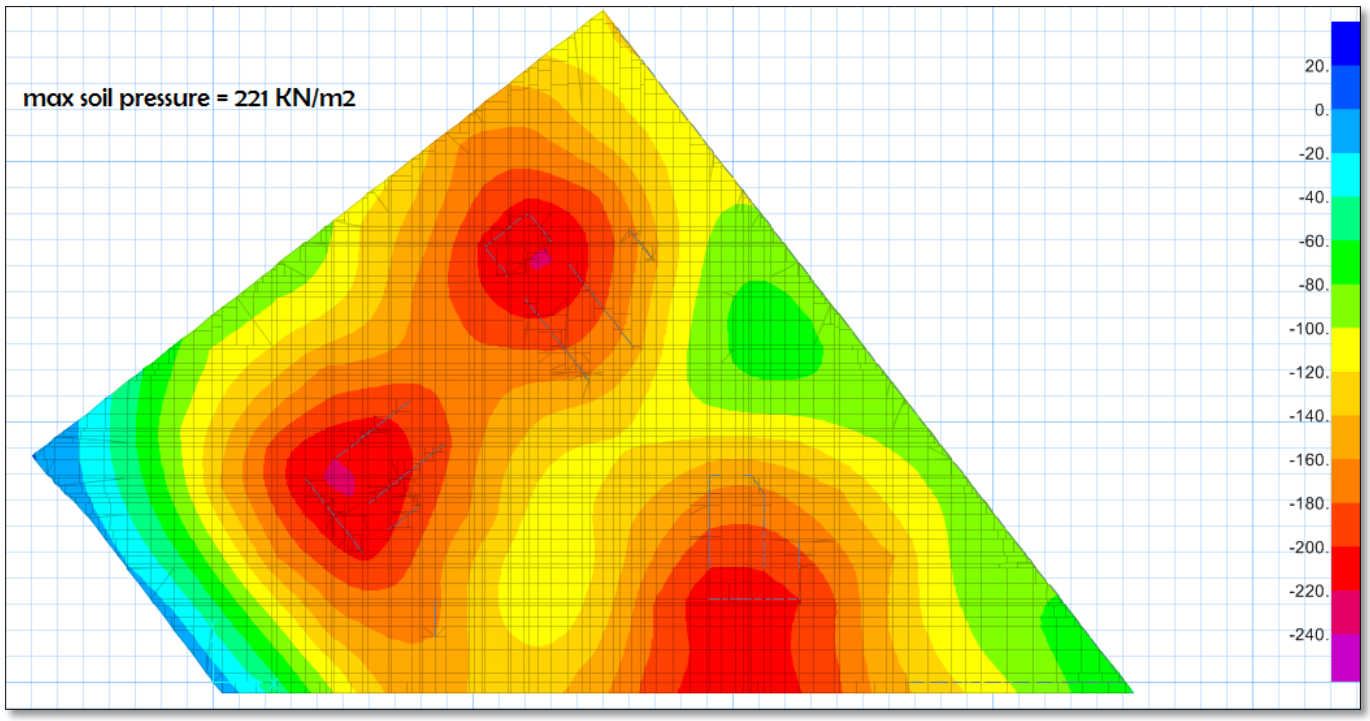


Figure 7.1:.Block III- pression sur le sol

La pression du sol ne doit pas dépasser la capacité portante du sol qui est égale à 250 KN/ m^2, et cette condition est vérifiée

- **Rapport de poinçonnement:**

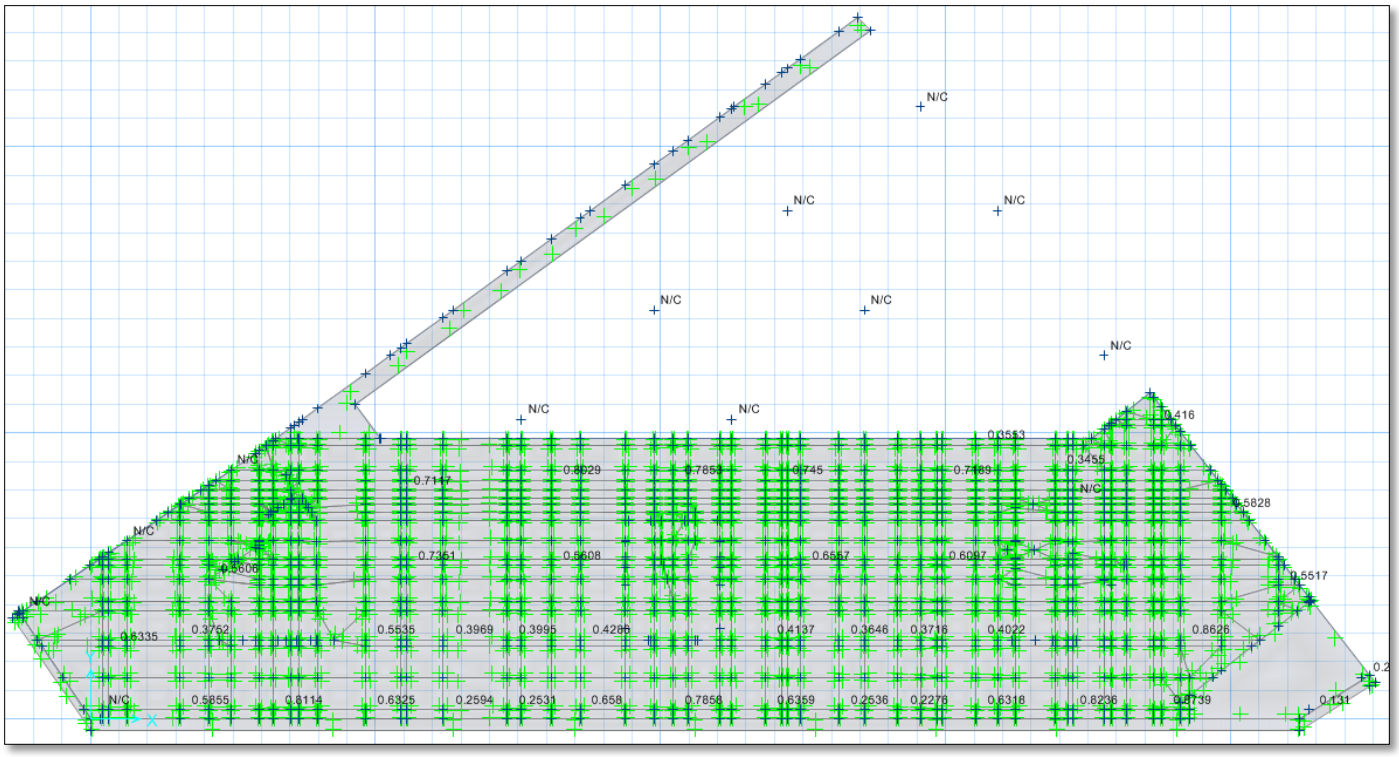


Figure 7.3 : Block I-Rapport de poinçonnement

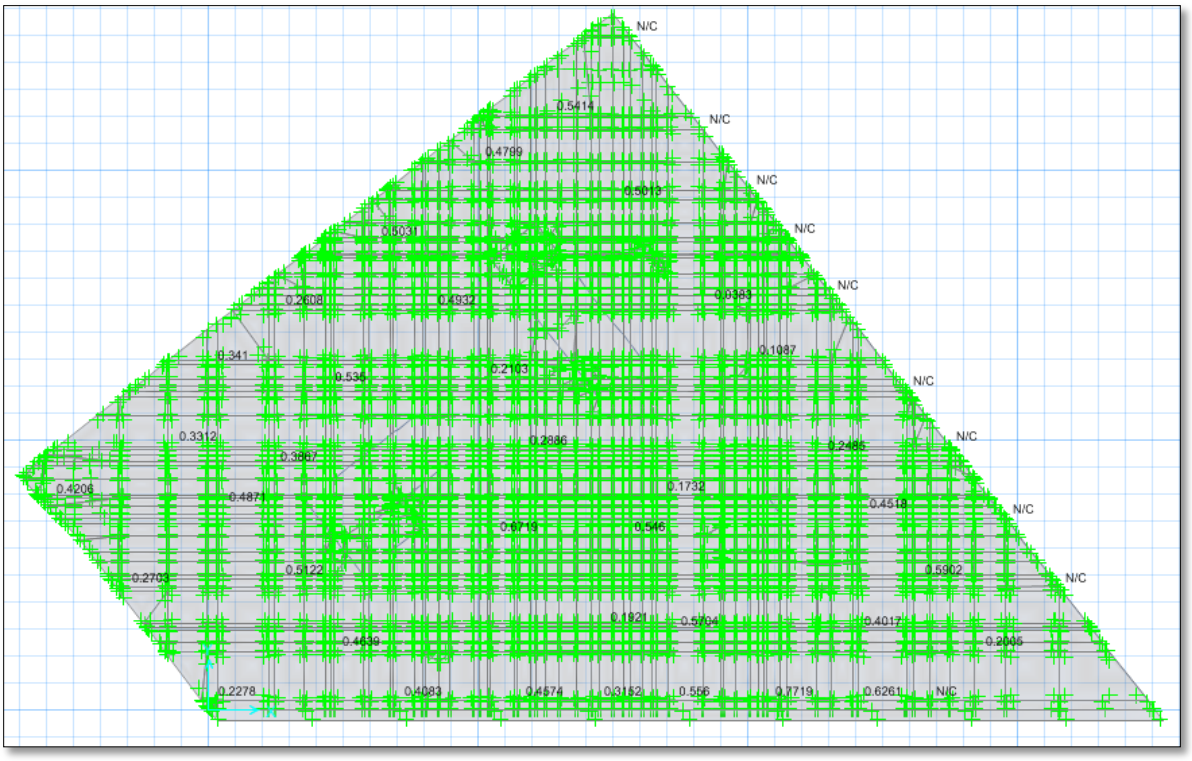


Figure 7.4 : Block III-Rapport de poinçonnement

Le rapport de poinçonnement ne doit pas dépasser 1, donc cette condition est vérifiée

Les plans et les armatures des radiers sont représentés dans les plans S102, S103, S104, S202, S203.

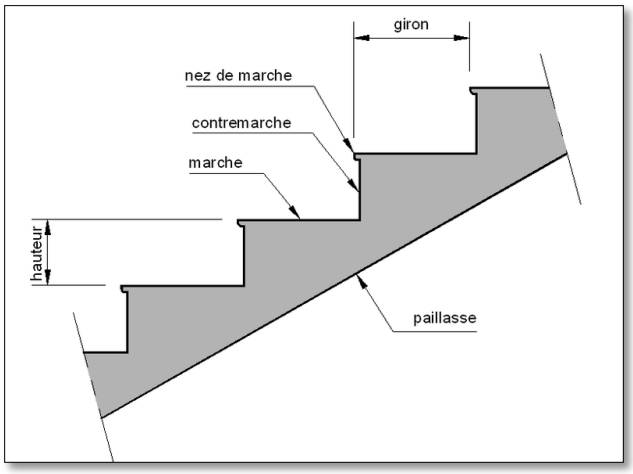
I. Généralité :

Le passage entre les différents étages d'un bâtiment se passe à l'aide de deux moyens: **l'escalier et l'ascenseur.**

- **L'escalier** est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

- **L'ascenseur** est un appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long de guides verticaux ou dont l'inclinaison par rapport à la verticale est inferieure à 15^{o}.

II. Géométrie :



Pour le confort en utilisation des escaliers, **Blondel** nous donne une relation entre deux grandeurs géométriques d'un escalier : $60cm < M=2*h+g < 66cm$

où **M** : le module (ou le pas) et vaut 2 pieds (64,8 cm)
h : la hauteur de la marche
g : son giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurée sur la ligne de foulée).

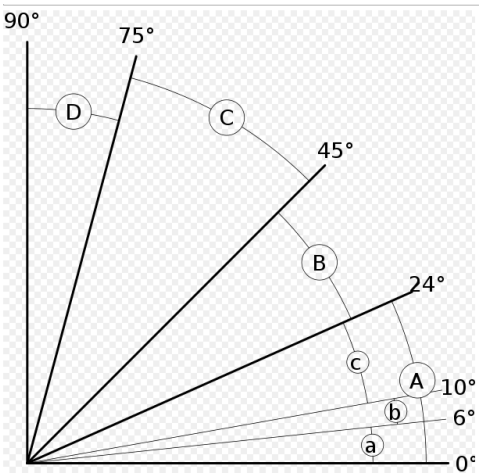
L'idée directrice est que l'effort accompli par la personne qui monte doit être constant, malgré les variations de la hauteur montée effectivement par rapport au déplacement horizontal selon l'endroit où on se situe dans l'escalier, montée

plus forte dans les coudes (cette personne est positionnée avec la main sur la rampe).

Angles de pente courants

L'angle de la pente des escaliers se répartit ainsi :

- A : rampe (de 0 à 24°)
  - a : rampe douce (de 0 à 6°)
  - b : rampe normale (de 6 à 10°)
  - c : rampe forte (de 10 à 24°)
- B : escalier courant (de 24 à 45°), la valeur maximum est de 40° dans les lieux publics et de 45° dans l'habitation.



La valeur courante (et donc la plus confortable) se situe aux environs de 35°. CORRECTION DEPUIS 2007 : dans les lieux publics, le giron minimum est de 280 mm et la hauteur de marche est de 160 mm ce qui fait un angle strictement inférieur à 30°.

- C : escalier de machine (de 45 à 75°)
- D : échelle (de 75 à 90°)

Vérification de ces critères dans notre projet:

- pour h= 15cm et g=30cm : M=2*15+30 =60cm

→ Donc ce système vérifie le critère de **Blondel**

- pour les escaliers formés de 3 parties: $\alpha = 28.4^{o}$ → escaliers courants
- pour les escaliers formés de 2 parties : $\alpha = 30^{o}$ → escaliers courants

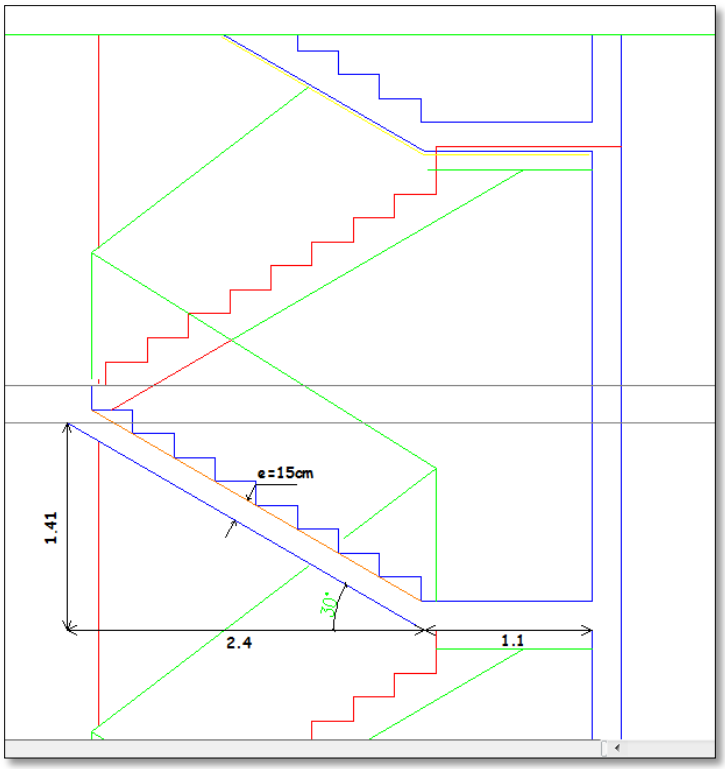
III. Charge:

Les charges sont :

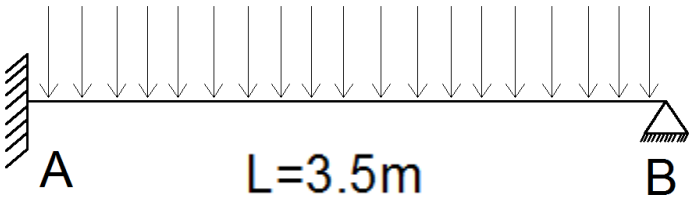
- Le poids de la paillasse d'épaisseur e=15cm : $\frac{2500*e}{\cos\alpha}$ **(daN/m2)**
- Le poids de la marches de hauteur h=15cm: $\frac{2500*h}{2}$ **(daN/m2)**
- Le poids des revêtements : **100 (daN/m2)**
- La charge d'exploitation : **400 (daN/m2)** ,et cela pour des raisons de sécurité dans le cas catastrophique comme séisme .

IV. Dimensionnement :

❖ **Escaliers formés de 2 parties :**



Un escalier est assimilé à une poutre ou dalle portant plusieurs charges dont l'une de ses supports est fixe et l'autre est encastré par la dalle.



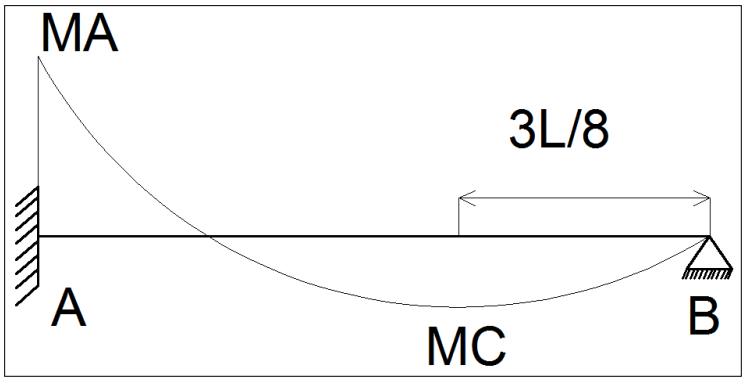
CHARGE:

type	valeur
Le poids de la paillasse	433 daN/m2
Le poids de la marche	187.5 daN/m2
Le poids des revêtements	100 daN/m2
La charge d'exploitation	400 daN/m2

La largeur de l'escalier est 1.1 m donc :

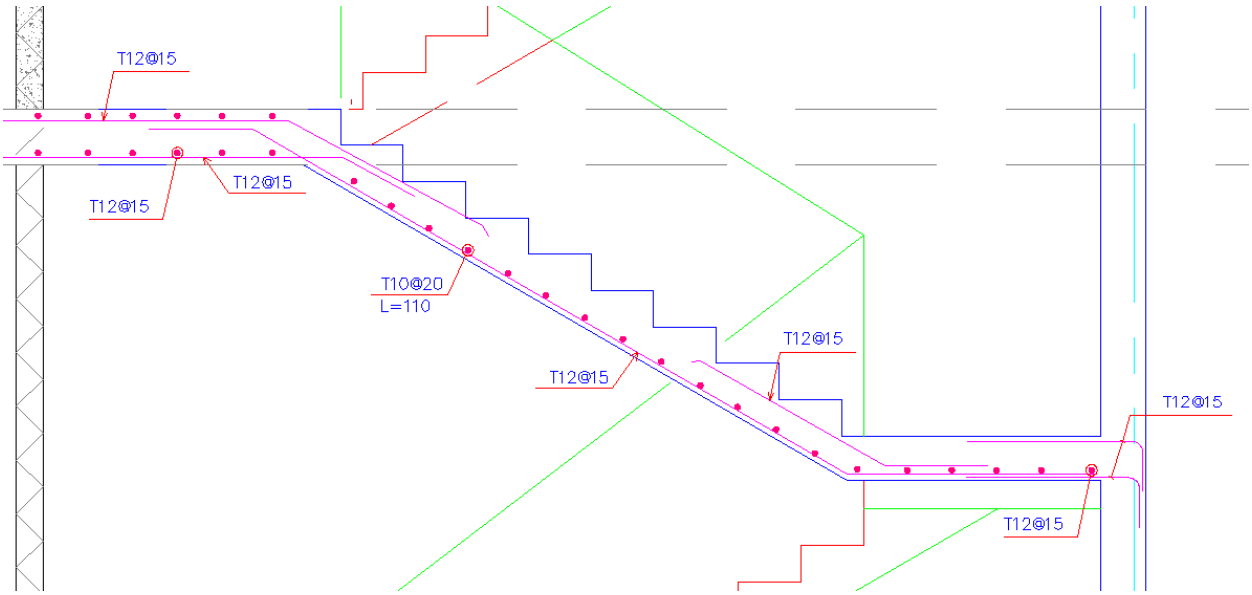
- D.L. = 433 + 187.5 + 100 = 720.5 Kg/m2→ 720.5*1.1m= **792.55 daN/m**
- L.L. = 400 Kg/m2→ 400*1.1m= **440 daN/m**

⇨ La charge ultime totale appliquée sur l'escalier =1.4*D.L. + 1.7*L.L.
= **1.86 t/m**



MA=(-q*l^2)/8 = -2.85 t.m → armature : **T12 @150**
MA=9*q*l^2/128 = 1.6 t.m → armature : **T12 @150**

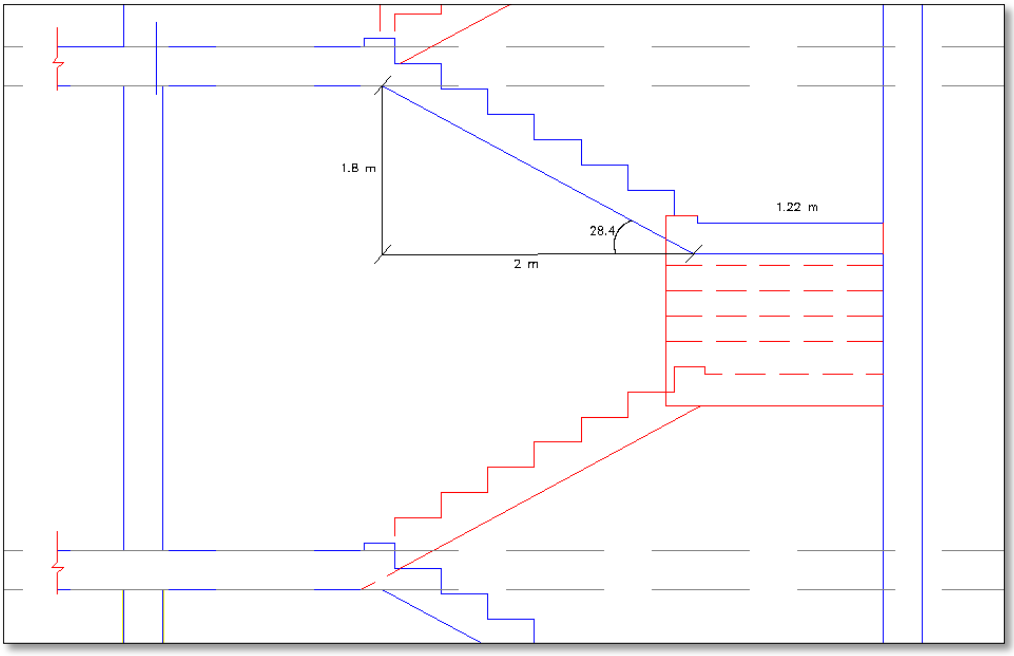
REPRESENTATION:



La section de l'escalier est représentée clairement dans le plan S302.

❖ **Escaliers formés de 3 parties :**

Même principe est appliqué pour ce type d'escalier



CHARGE:

type	valeur
Le poids de la paillasse	426.3 daN/m2
Le poids de la marche	187.5 daN/m2
Le poids des revêtements	100 daN /m2
La charge d'exploitation	400 daN / m^2

- D.L. = 426.3 + 187.5 + 100 = 713.8 Kg/m2

→ 713.8*1.1m = **785.18 daN /m**

- L.L. = 400 Kg/m2 → 400*1.1m= **440 daN/m**

⇨ La charge ultime totale appliquée sur l'escalier =1.4*D.L. + 1.7*L.L.
= **1.85 t/m**

- MA=(-q*l^2)/8 = -2.39 t.m → armature : **T12 @150**
- MA=9*q*l^2/128 = 1.35 t.m → armature : **T12 @150**

I. Généralité:

Une rampe est un élément structural formée d'une dalle pleine lisse qui sert à relier les différentes étages d'un bâtiment ensemble sans l'intermédiaire de giron (voir chapitre 8), ce qui la rende inconfortable pour les piétons si elle a une grande pente.

La pente de la rampe varie de 0 jusqu'à 24, par suite on peut classer les rampe en :
- a : rampe douce (de 0 à 6°)
- b : rampe normale (de 6 à 10°)
- c : rampe forte (de 10 à 24°)

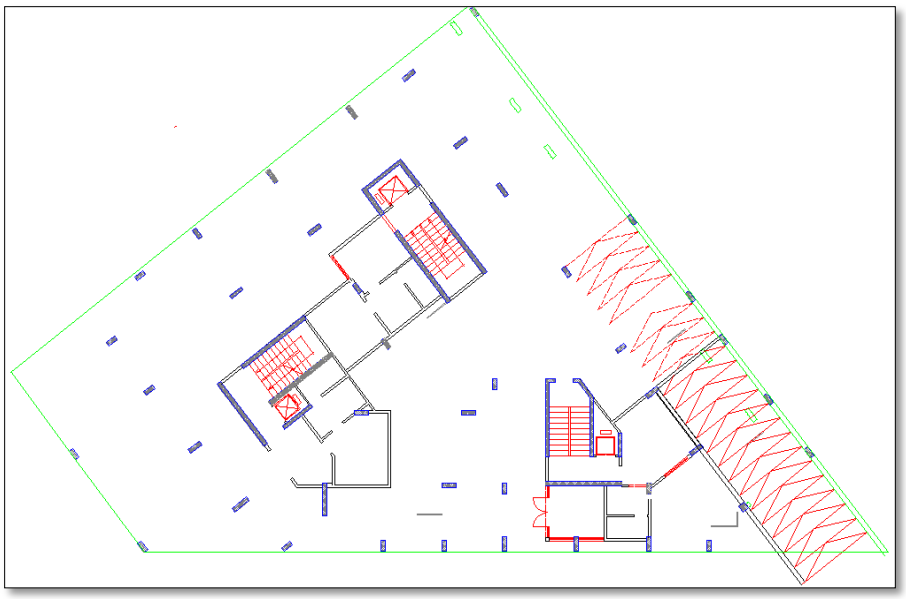
Elle est surtout utilisée par les handicapés ou par les voitures dans les garages qui se trouvent dans un ouvrage structurel (mall, bâtiment résidentiel avec sous-sol, ...)

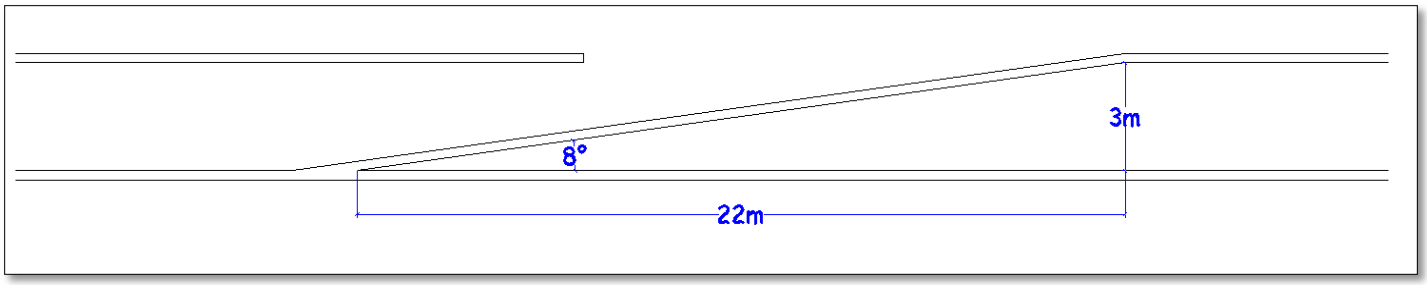
II. Charges:

C'est une dalle inclinée de **25 cm d'épaisseur**, par suite les charges utilisées pour le dimensionnement d'une rampe sont :

- **charges permanentes (D.L.) :** poids de la dalle = 625 daN/m^2
  Poids de revêtements = 200 daN/m^2
- **charges d'exploitation (L.L.) :** voitures = 1500 daN/m^2

III. Allure générale de la rampe du projet:

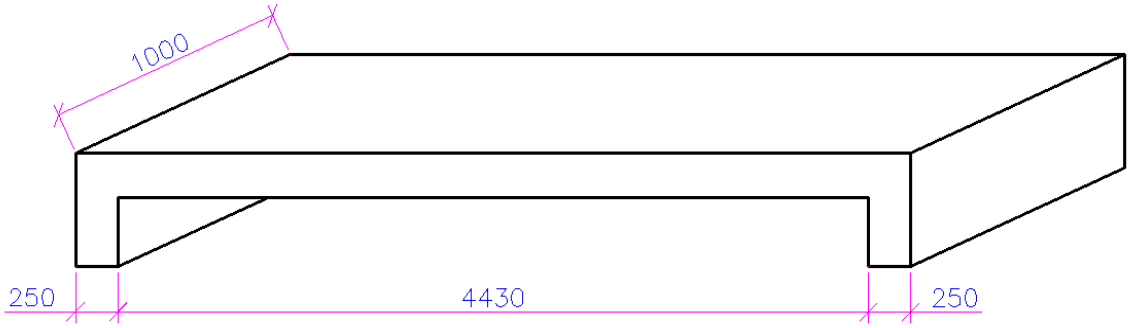




Pente = 8° donc il s'agit d'une **rampe normale**

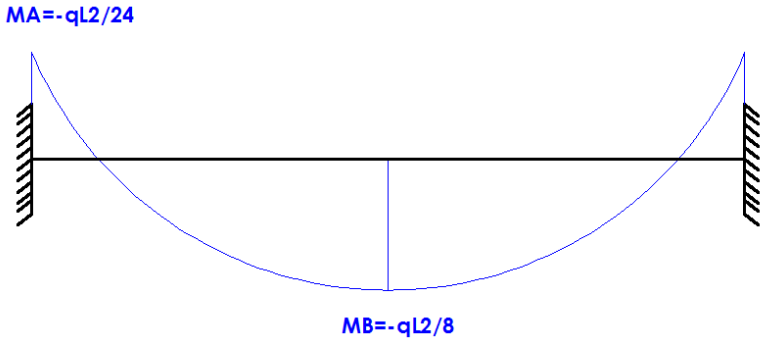
IV. Dimensionnement:

1) **Armatures transversales**:

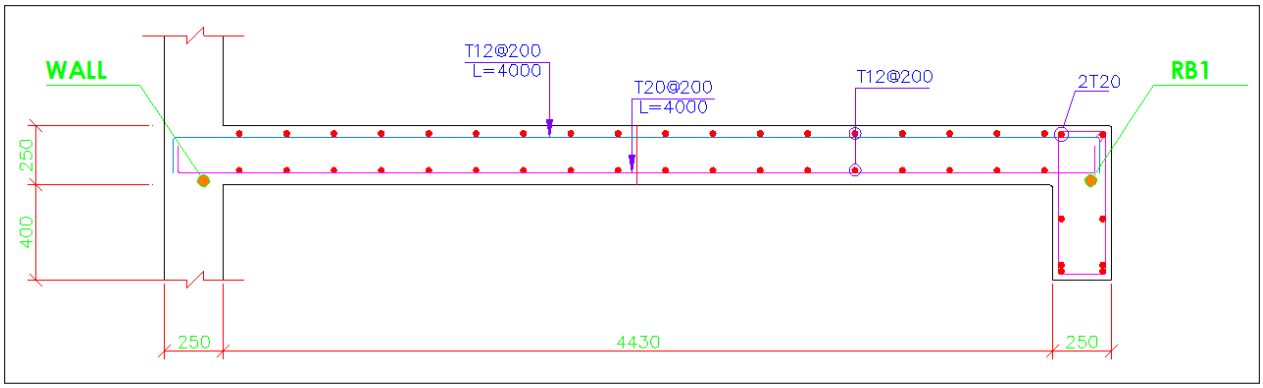


Le dimensionnement d'une bande de 1 m de largeur se fait de la façon suivante:

- La charge ultime exercée :



Pu=(625+200)*1.4 + 1500*1.7 = **3705 daN/m²**



La charge uniformément reparties le long de la section de 1 m de largeur est:
Pu= 3705 kg/m^2 * 1m **= 3705 daN/m**

- **M_A**= -3.705*4.43^2/24 = **-3.026 t.m** donc on a besoin de **T12 @200**
- **M_B**= 3.705*4.43^2/8 = **9.08 t.m** donc on a besoin de **T20 @200**

2) **<u>Armatures longitudinales</u>**:

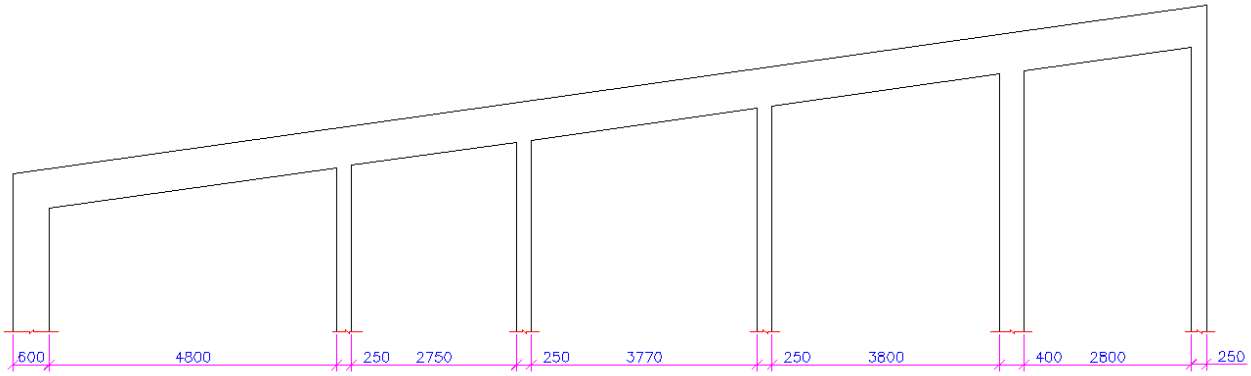
Les armatures longitudinales à placer valent à peu près 1/5 les armatures transversales, donc on place **T12 @200.**

3) **<u>Section</u>**:

La section est représentée clairement dans le plan S220.

4) **<u>Dimensionnement de la poutre RB1</u>**: (25cm*65cm)

- Section de la poutre:



- Le calcul des charges portées par chaque travée est accompli comme indiqué dans le chapitre 4(calcul des poutres):

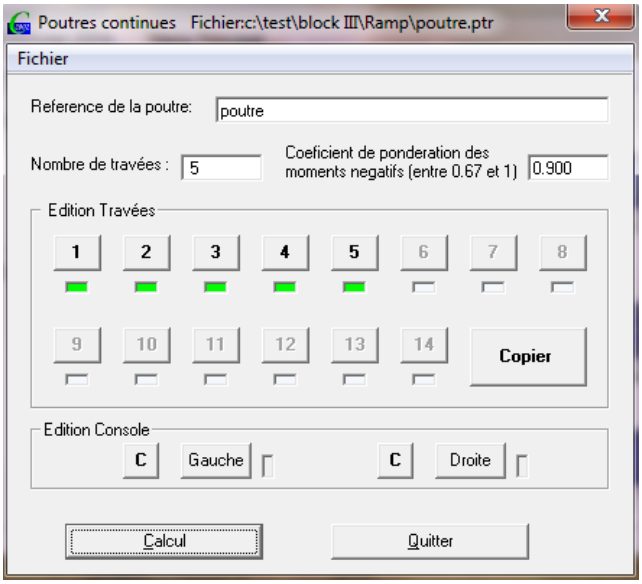
D.L.= (0.825*surface portée par chaque travée)/longueur de la travée
+poids de la poutre en retombée

L.L.= (1.5*surface portée par chaque travée)/longueur du travée

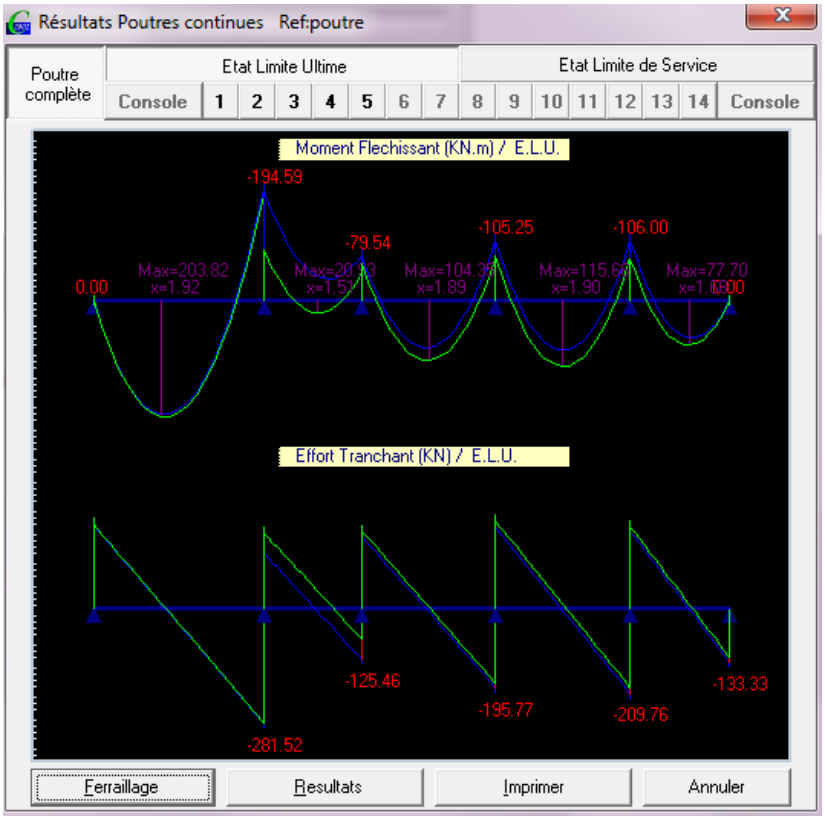
- Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant:

Travers	Longueur	D.L.	L.L.
1	4.8m	2.06+1.2=**3.26t/m**	**3.76 t/m**
2	2.75m	2.07+0.7=**2.77t/m**	**3.76 t/m**
3	3.8m	1.85+1.7=**3.55t/m**	**3.36 t/m**
4	3.8m	2.05+1.7=**3.75t/m**	**3.73 t/m**
5	2.8m	2.57+0.7=**3.27t/m**	**4.67 t/m**

- Utilisation du logiciel "Concuter":



Calculer



Les résultats de chaque travée sont obtenus comme ci-dessous:

Ferraillage de la poutre: poutre

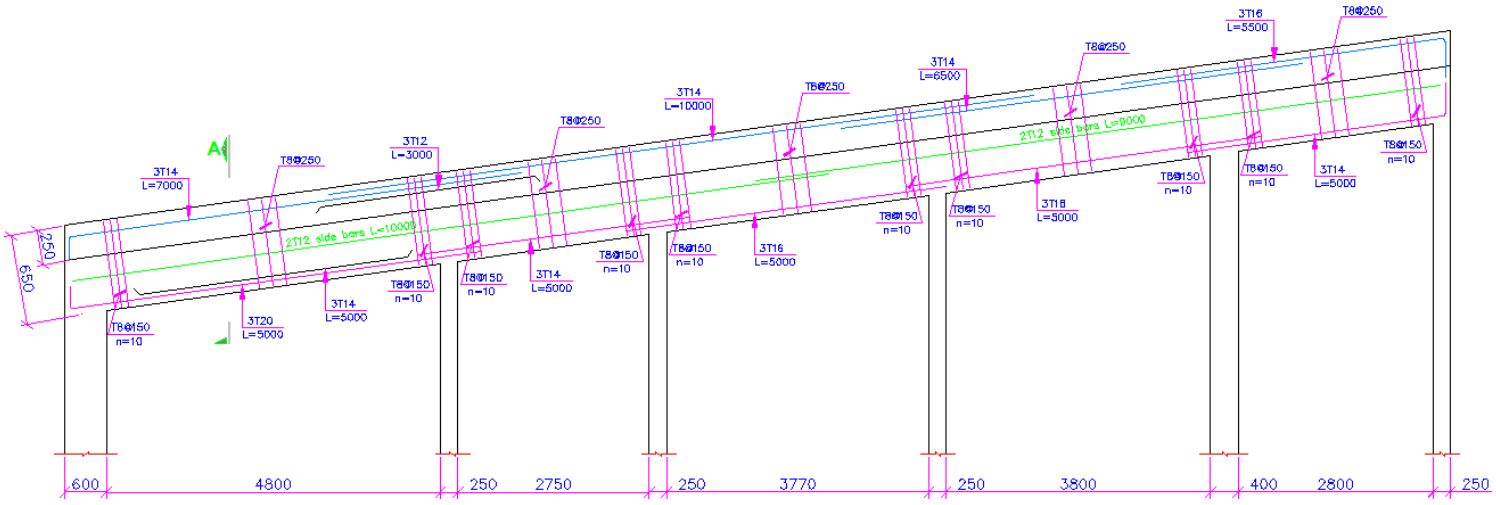
Console | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | Console

Description	Appui Gauche (0)	Travée #1	Appui Droite (1)
Moment E.L.U. (KN.m)	0	203.8241	-194.5939
Acier Tendu Calculé (cm2)	-	10.53432	10.01103
Choix des barres	-	2 T 20 + 3 T 16	2 T 20 + 3 T 16
Acier Tendu Placé (cm2)	-	12.31504	12.31504
Nombres de lits / d' réel (cm)	-	2 lits / 4.2	2 lits / 4.2
Acier Comprimé Calculé (cm2)	-	0	0
Choix des barres	-	3 T 14	3 T 14
Acier comprimé Placé (cm2)	-	4.618141	4.618141
Moment E.L.S. (KN.m)	-	142.5361	-135.6288
Contrainte Beton (MPa)	-	7.77 < 15.00	7.57 < 15.00
Contrainte Acier Tendu (MPa)	-	210.30 < 347.83	203.21 < 347.83
Contrainte Acier Comprimé (MPa)	-	98.02 < 347.83	95.31 < 347.83
Effort Tranchant (KN)	202.552		-281.5244
Vu (h/2) (KN)	169.9187		-248.8911
At / St x Fe / Gammas	13.5524		27.9845
Type des Etriers	1cad fi8 + 1 ép fi6		1cad fi8 + 1 ép fi6
Sto / Stmax (cm)	19.42 / 40.00		9.41 / 40.00
Répetitions de Perchat	2 x Sto / 2 x caq		4 x Sto / 3 x caq
Contrainte des bièles d'about (MPa)	2.920 < 13.333		9.792 < 13.333
Section d'acier à ancrer sur appui	5.82 cm2		0.00 cm2

Dessin .Dxf | Options | Note de Calcul | Imprimer | Quitter

fc28=25 MPa | Fel=400 MPa | Fet=235 MPa

- Section de la poutre:



Cette section est représentée clairement dans le plan S220.

I. Généralités:

Le but de ce chapitre est de présenter le système de soutènement de notre projet.

La profondeur de l'excavation est d'environ 4 mètres au-dessous du niveau du sol. Ce chapitre présente l'analyse du système de soutènement en se référant aux conditions et paramètres géotechniques obtenus par l'investigation du site.

Pour cette étude, plusieurs itérations étaient accomplies afin d'obtenir le système le plus convenable pour éviter la défaillance du sol.

L'évaluation a été accomplie à l'aide du logiciel **«PLAXIS»** pour déterminer les poussées des terres et les forces nécessaires des tirants et calculer les déplacements latéraux.

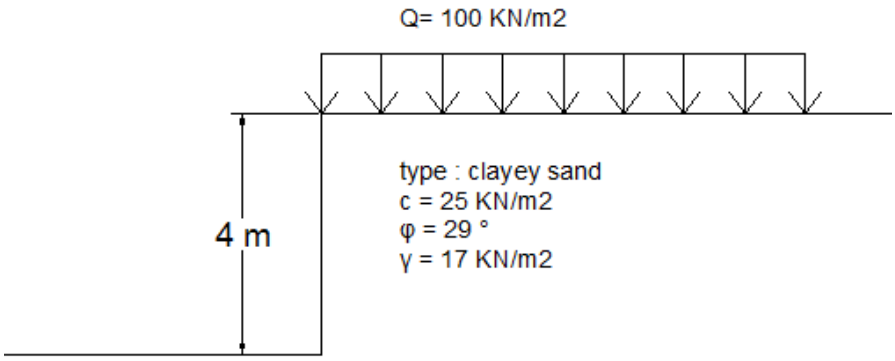
« ACI-318-99 » est le code utilisé pour dimensionner les pieux et des différents éléments en béton armé (cap beam, whaler beam….)

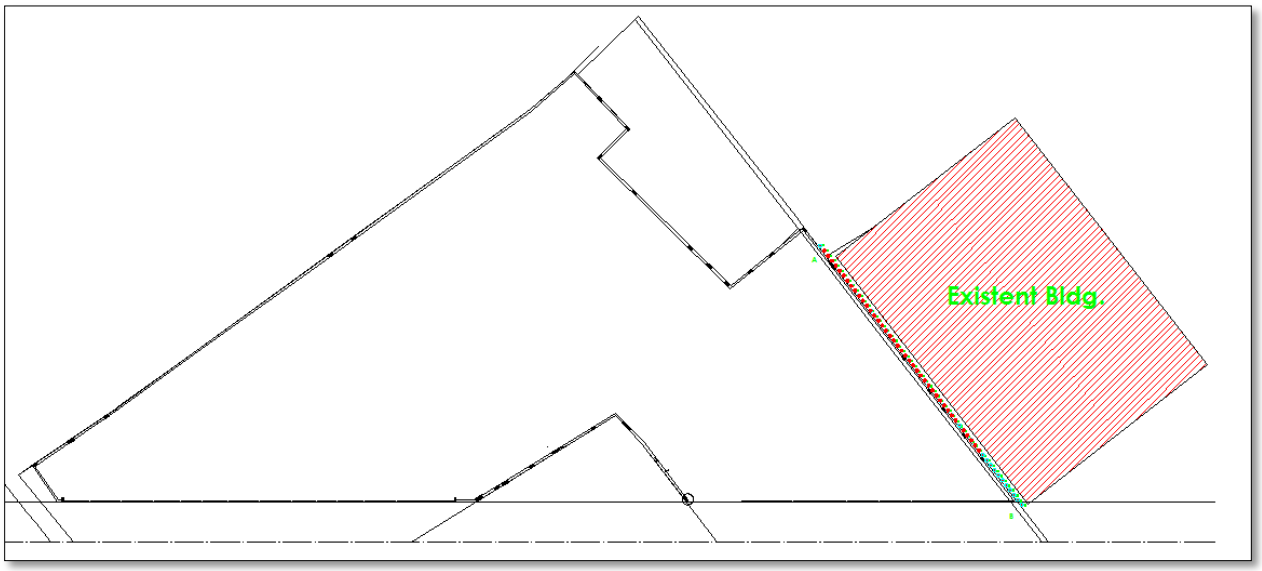
II. Déscription du site:

Notre projet est situé à DAHYE, il est limité par un bâtiment résidentiel composé de dix étages. On suppose que la masse de chaque étage est 1 tonne d'où la charge soumise au sol est 10 t/m^2.

Basé sur les conditions du site, le système de soutènement est nécessaire pour assurer la stabilité de ce bâtiment lors de l'excavation.

Les deux blocks de notre projet, ayant un seul sous-sol et les mêmes caractéristiques géotechniques, ont les mêmes critères qui doivent être utilisés pour vérifier la stabilité du système de soutènement. D'où on a recours à vérifier un d'eux. Notre modèle est le suivant :





Plan masse du site

III. Vérification de la stabilité:

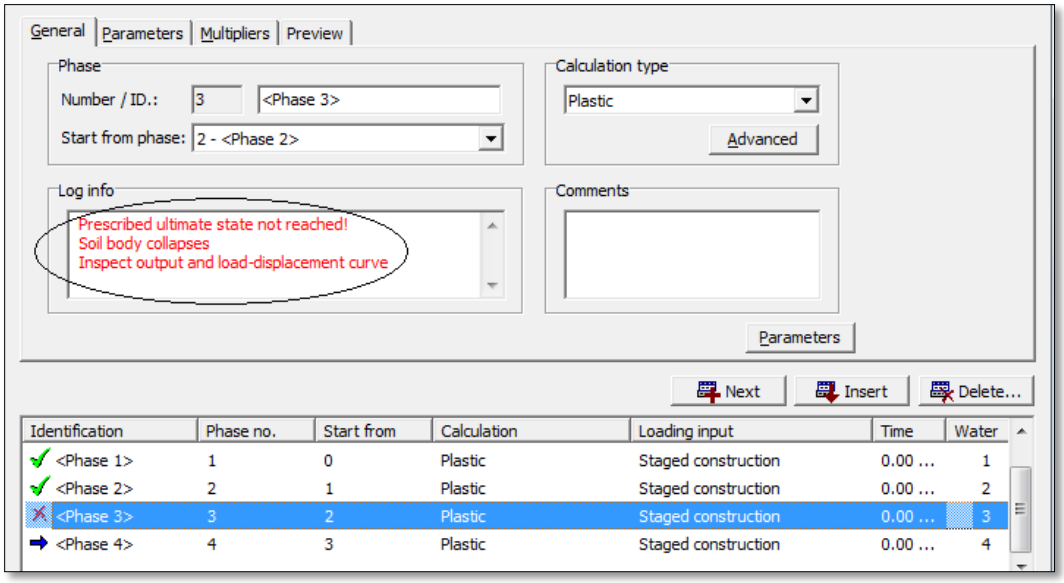
La vérification de la stabilité des fouilles se fait en trois phases :

1. **La vérification de la stabilité sans système de soutènement** :
   Si cette stabilité n'est pas assurée, on a recours à la phase 2.
2. **La vérification de la stabilité par pieux auto-stables**:
   Les pieux sont introduits dans le sol pour éviter sa défaillance. Ils peuvent être composés de béton ou d'acier. Ces pieux forment un mur vertical dont son épaisseur est négligeable devant ses deux autres dimensions. Ce mur est un élément flexible soumis à des moments et des efforts tranchants développés par les charges horizontales auxquels il est soumis. Par suite, il doit être dimensionné pour supporter ces sollicitations maximales. Si cette stabilité n'est pas assurée, on a recours à la phase 3.
3. **La vérification de la stabilité par pieux et tirants d'ancrage** :
   Les tirants d'ancrage sont ajoutés pour amener la stabilité des pieux. Ils peuvent être provisoires ou permanents. Ils sont permanents s'ils doivent assurer la stabilité d'un ouvrage pendant toute la durée de sa vie, sinon ils sont provisoires. Un tirant est formé de deux parties, une partie libre lisse formée des armatures (L_L) et une autre partie rugueuse (L_S) de ciment qui assure le frottement entre le tirant et le sol.

A. Vérification de la stabilité sans système de soutènement :

Cette vérification est accomplie par « **PLAXIS** ».

Après définir le type de sol et le chargement, on remarque la défaillance du sol, d'où la nécessité d'introduire des pieux.

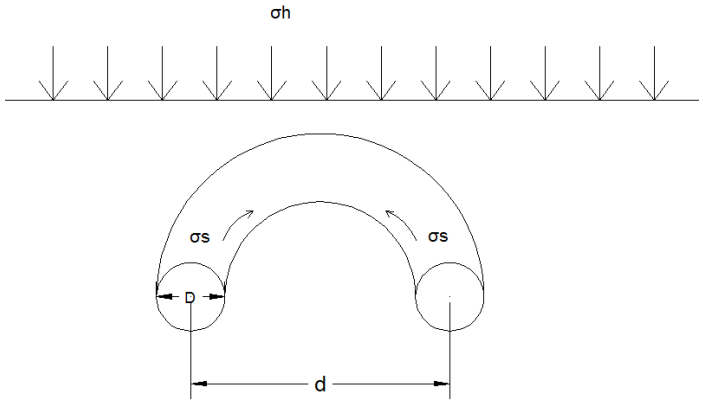


B. Vérification de la stabilité par pieux :

Le diamètre et l'espacement des pieux doivent être contrôlés.

En supposant que le diamètre des pieux de notre projet est 40 cm, l'espacement des pieux doit être calculé de façon à éviter l'écoulement du sol entre eux et cela sera accompli par **la méthode de l'effet d'arch**.

- Calcul de l'espacement :



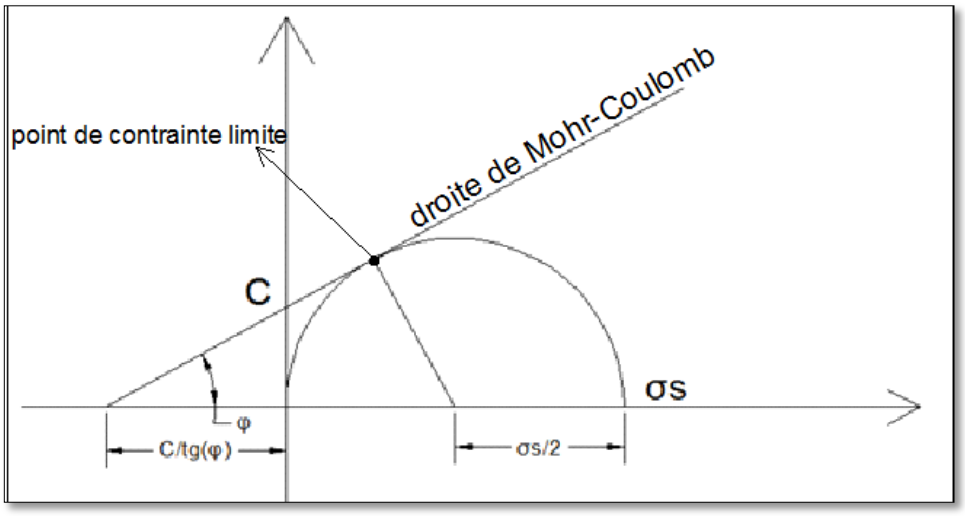
Cette figure nous montre le comportement du sol entre deux pieux consécutifs. Ce sol est soumis aux contraintes σ_s et σ_h . Son équilibre est atteint par la relation suivante: $\sigma_h * d = 2 * \sigma_s * d$ (eq. 1)

Tel que : - σ_s : contrainte limite du sol

- σ_h : pression horizontale du sol.

Alors la distance maximale d dépend de σ_s et σ_h qui sont calculées ci-dessous :

- σ_s est calculée à partir du cercle de Mohr-Coulomb :



$$\text{Sin}\varphi = \frac{\sigma s / 2}{(\sigma s/2) + (\frac{C}{tg\varphi})}$$

D'où $\sigma_s = (\frac{sin\varphi}{1-sin\varphi}) * (\frac{2*C}{tg\varphi})$

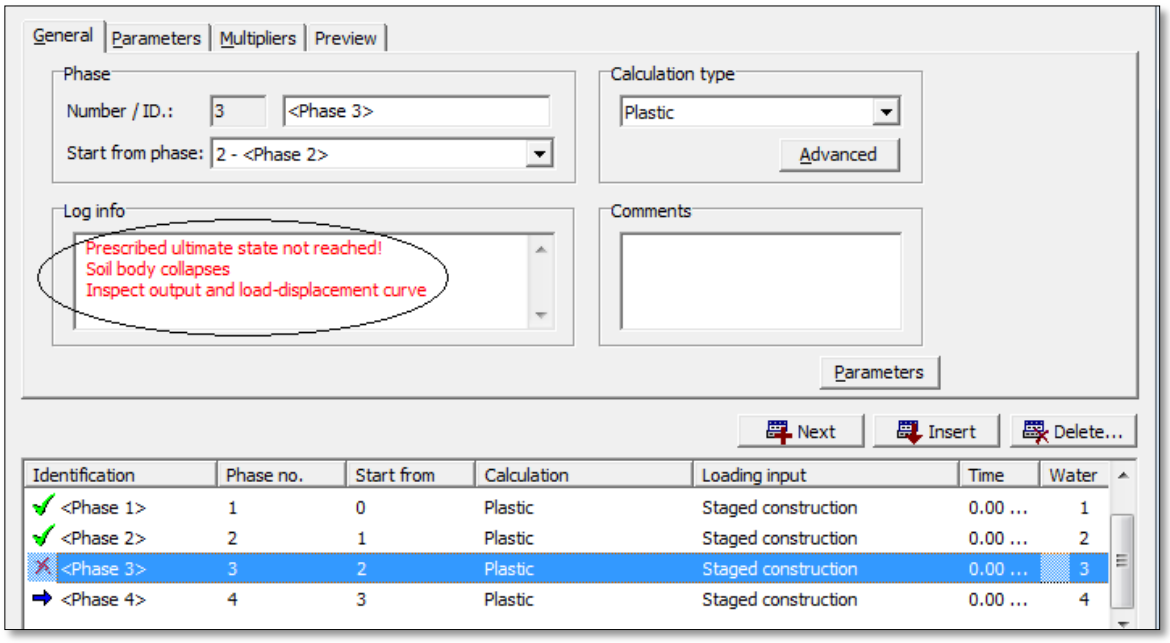
$= 84.88 \text{ KN/m}^2$

On suppose que la distance entre les pieux est 80cm, d'après le logiciel « **PLAXIS**» on obtient la contrainte horizontale auprès du pieu entre 60 et 82 KN/m^2 , d'où la valeur maximale utilisée: $\sigma_h = 82 \text{ KN/m}^2$

En remplaçant dans l'eq.1 on obtient l'espacement maximal entre les deux pieux $\boxed{d_{max}=83cm}$ d'où d=80cm est acceptable et le sol entre 2 pieux consécutifs est stable.
On note qu'un coefficient de sécurité de 1.25 est pris en considération.

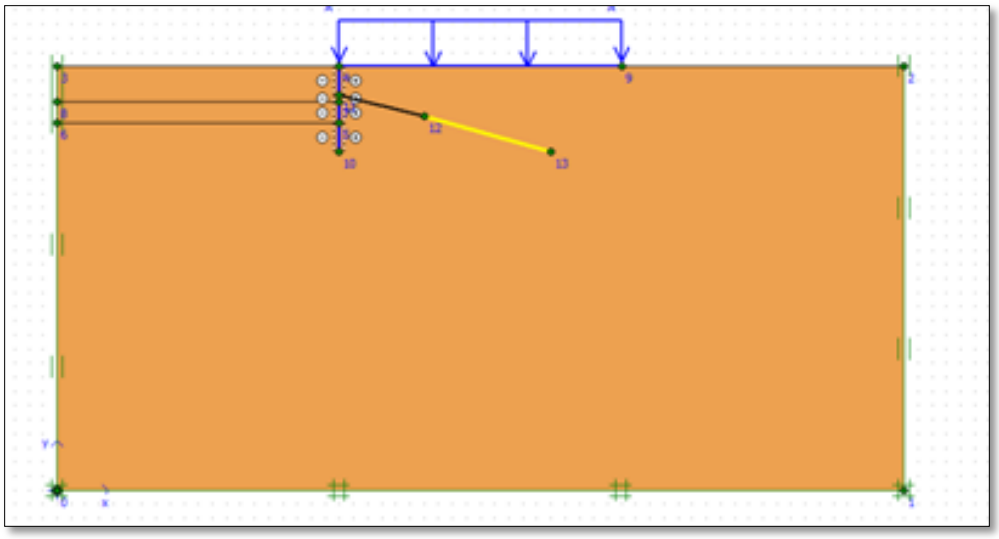
D'où on adopte des pieux de 40cm de diamètre espacés de 80cm (du centre au centre).

- <u>Résultats du logiciel</u> :
  Les résultats nous montrent que le système est instable et qu'il est nécessaire d'utiliser des pieux avec ancrages pour la stabilité de la fouille.



C.Vérification de la stabilité par pieux et tirants d'ancrage :

Le système de soutènement proposé est constitué des pieux de 40 cm de diamètre avec un seul lit d'ancrage situé à 2 m au-dessous de la surface du sol et incliné de 15°.



- Caractéristiques du pieu :

· D= 40 cm

· f'_c = 30 MPa

· f_y = 420 MPa.

- Caractéristiques du tirant d'ancrage :

a.la longueur de scellement du tirant :

La force de précontrainte = 10 T/ câble.

D'où un tirant ayant une force de précontrainte = 200 KN/m = 20 T/m doit contenir 2 câbles.

Pour cela, la longueur de scellement du tirant qui atteint la force de précontrainte de 215 KN/m est calculée par la formule suivante :

$$\boxed{P \times FS = \pi \times d_s \times L \times fs} \qquad \text{(eq.2)}$$

Avec:

· d_s : le diamètre du trou= $\alpha . d_d$

(α=1.15 d'après la référence T.A.95, tableau p.143)

d_d est le diamètre de forage = 120 mm

d_s = 138 mm

·L : longueur de scellement du tirant.

·FS : facteur de sécurité, supposé = 1.5

·f_s : le frottement entre le béton de la partie du scellement et le sol, déterminé par deux méthodes :

- à l'aide d'un abaque en fonction de la nature du sol et la technique d'injection (IRS ou IGU), cet abaque est présent dans la référence « recommandation T.A. 95 » p.147. → f_s = 100 KN/m^2.
- calcul manuel à l'aide de la formule suivante : $f_s = c + \sigma \, tg\delta$

  où : $-\delta = (2/3)*\phi$

  -σ : la contrainte verticale maximale exercée sur la partie du tirant en scellement = 200 KN/m^2.

  D'où f_s = 95 KN/m^2.

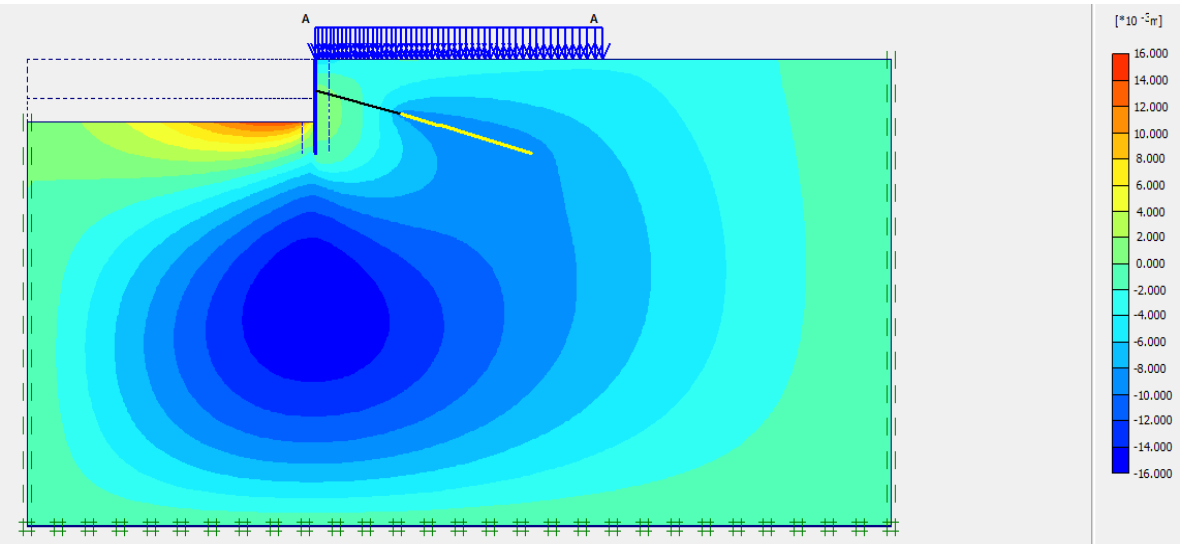
  Les deux résultats sont à peut près égaux.

⇨ L = 7.5 m

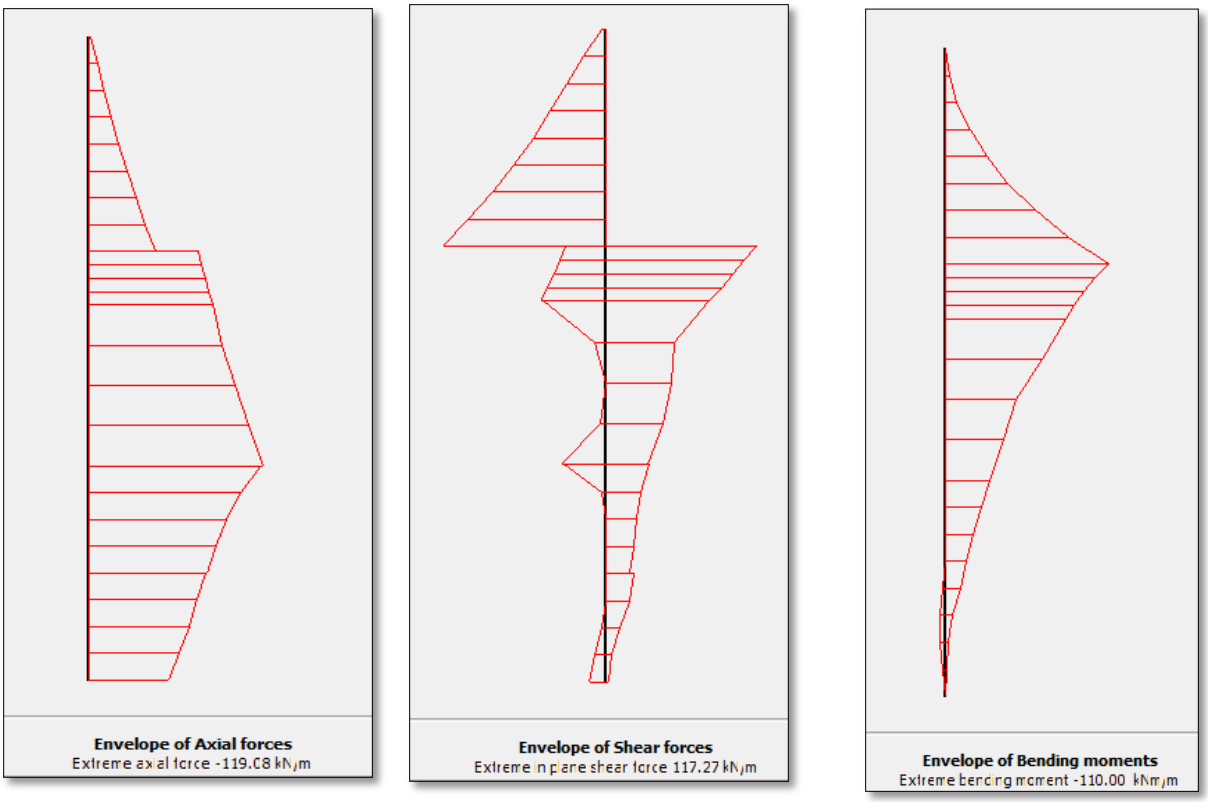
b. La longueur de la partie lisse du tirant :

On suppose que cette partie est inclinée de 15° par rapport au niveau du sol.
Cette partie doit se situer en dehors de la zone de défaillance du sol d'où L= 6m

Ces données étant définies sur le logiciel « PLAXIS » assure la stabilité de la fouille et le déplacement obtenue = 2.10^{-3} m < 2 cm donc il est acceptable.



Les sollicitations développées sur le pieu sont les suivantes :


Envelope of Axial forces
Extreme axial force -119.08 kN/m
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force 117.27 kN/m
Envelope of Bending moments
Extreme bending moment -110.00 kNm/m

IV. Dimensionnement des pieux:

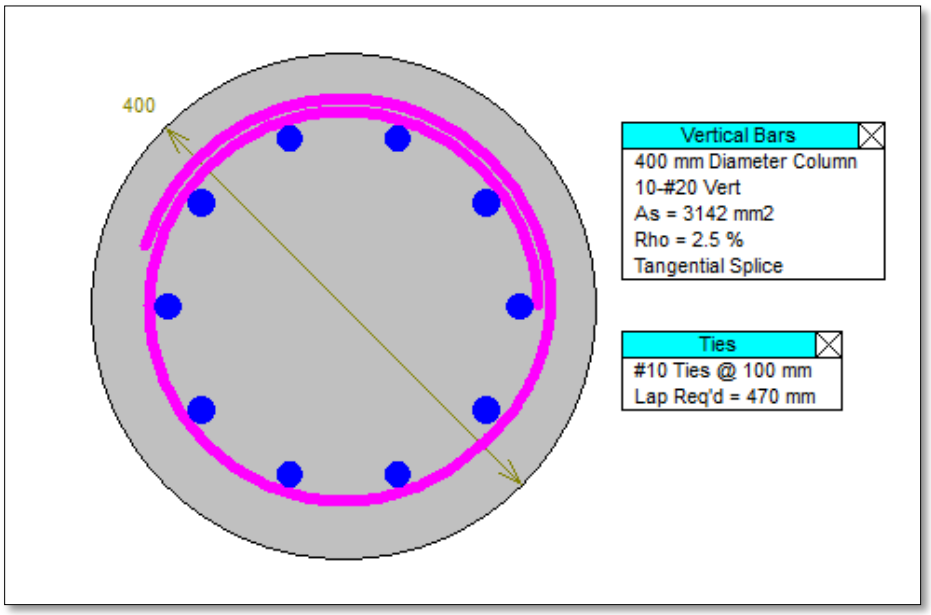
Suite aux sollicitations maximales obtenues à partir de « **PLAXIS** », on peut dimensionner les pieux à l'aide du logiciel « **S-CONCRETE** ».

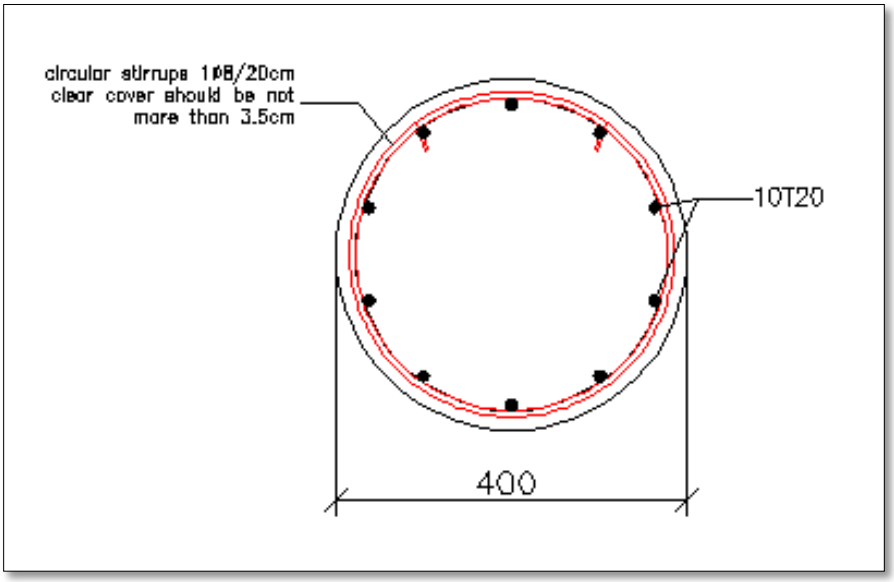
Les sollicitations maximales sont : N_u=-163 KN/m

Q_u= 243 KN/m

M_u=150.7 KN.m/m

Et les résultats sont les suivants :

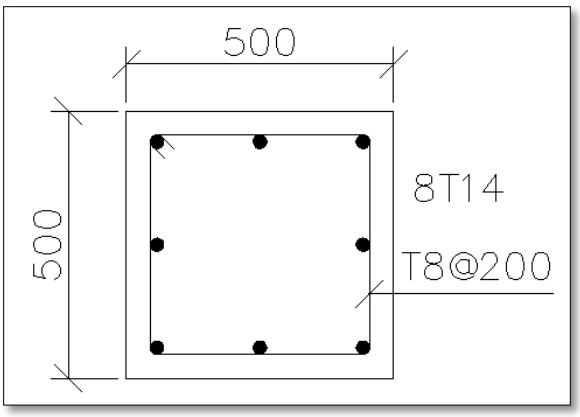

400
Vertical Bars
400 mm Diameter Column
10-#20 Vert
As = 3142 mm2
Rho = 2.5 %
Tangential Splice
Ties
#10 Ties @ 100 mm
Lap Req'd = 470 mm


circular stirrups 1Ø8/20cm
clear cover should be not
more than 3.5cm
10T20
400

V. poutre de liaisonnnement « cap beam »:

C'est une poutre qui relie les sommets des pieux.

Cette poutre est de dimensions : 50*50 cm ayant la section suivante :

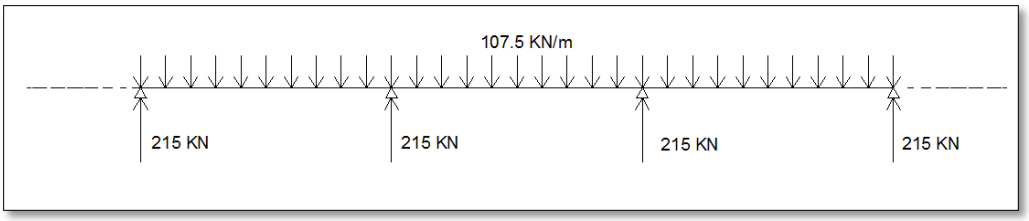


VI. poutre d'appui « Whaler beam »:

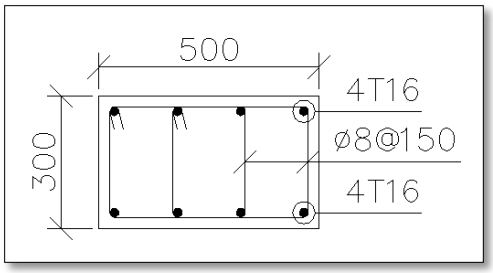
Cette poutre est utilisée comme appui pour les tirants d'ancrage, d'où elle se situe à 2 m au-dessous du sol. Sa section est : 50 cm* 30 cm.

Le calcul des armatures peut être accompli par deux méthodes :

- la première méthode consiste à transformer les charges concentrées des ancrages en charges uniformément réparties le long de la poutre :



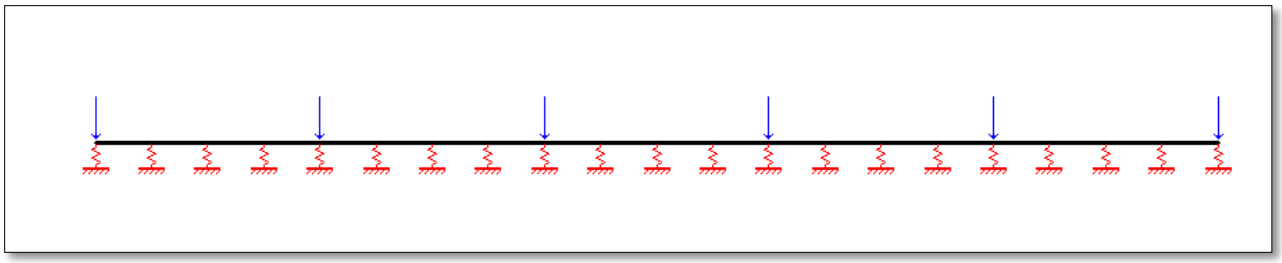
Par cette méthode, on obtient la section suivante :



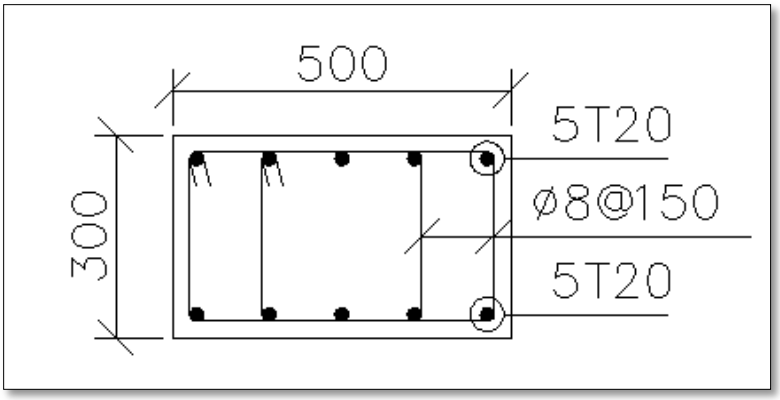
- la deuxième méthode consiste à prendre en considération l'élasticité du sol, sa valeur est 1500 KN/m^3.
  Cette poutre est soumise aux charges suivantes :
  - les charges d'ancrage concentrées : 215 KN/m
  - des ressorts « Springs » de valeur : 3*1500= 4500 KN/m^3

$$\Rightarrow 4500*0.5 = 2250 \text{ KN/m}^2$$

La largeur de la poutre



Les armatures obtenues sont représentées dans la figure suivante :



La deuxième méthode est plus conservative et plus exacte.

Les détails de ce système de soutènement sont présents dans le plan S301.

Référence:

- Dimensionnement des structures en béton –Renauld Favre – Jean Paul Jaccoud – Milan Koprna – Alexandre Radojicic
- Formulaire du béton armé 2 – fondations/ contreventement – le projet en zone sismique – Victor DAVIDOVICI
- Précis de calcul -BETON ARME - H.RENAUD – J. LAMIRAULT
- Tirants d'ancrage – T.A. 95
- Codes de dimensionnement : ACI 05, UBC 97